



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

OBTENCIÓN DE CURVAS DE FRAGILIDAD DE BORDOS SUJETOS A INUNDACIONES

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
ING. JORGE RAÚL CARRILLO TUTIVÉN

TUTOR:
DRA. NORMA PATRICIA LÓPEZ ACOSTA, INSTITUTO DE INGENIERÍA

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Rivera Constantino Rigoberto
Secretario: Dr. Botero Jaramillo Eduardo
Vocal: Dra. López Acosta Norma Patricia
1 er. Suplente: Dr. Pedrozo Acuña Adrián
2 do. Suplente: Dr. Jaimes Téllez Miguel Angel

Ciudad de México, 2018

TUTOR DE TESIS:

DRA. NORMA PATRICIA LÓPEZ ACOSTA

FIRMA

DEDICATORIA

A mi madre por ser la guía de mi camino sin tu amor nada de esto sería posible.

A mi padre, ese ángel en el cielo, que es mi fuente de mi inspiración y mi modelo a seguir.

A mi hermano.

A toda mi familia.

A mis queridos amigos.

A mi amada esposa. Gianella eres lo mejor que me ha pasado en mi vida. Gracias por siempre estar conmigo, por tu comprensión y sobre todo por tu amor incondicional.

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Nacional Autónoma de México.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM.

A la Secretaría de Educación Superior, Ciencia, Tecnología e Innovación del Ecuador por su apoyo económico para realizar mi maestría.

A los sinodales, Dr. Miguel Angel Jaimes Téllez, Dr. Eduardo Botero Jaramillo, Dr. Adrián Pedrozo Acuña y Dr. Rigoberto Rivera Constantino, por el tiempo invertido en la revisión de esta tesis.

Al Dr. Xavier Vera Grunauer por enseñarme el hermoso mundo de la Geotecnia.

A la Dra. Norma Patricia López Acosta por haber depositado su confianza en mí para la realización de esta investigación, por su tiempo y dedicación para la revisión de esta tesis.

OBTENCIÓN DE CURVAS DE FRAGILIDAD DE BORDOS SUJETOS A INUNDACIONES

CONTENIDO

	Página
RESUMEN	iii
NOTACIÓN	iv
LISTA DE FIGURAS	v
LISTA DE TABLAS	viii
1 INTRODUCCIÓN	1
1.1 Antecedentes	1
1.2 Objetivo general.....	3
1.3 Objetivos específicos	3
1.4 Alcances.....	4
2 COMPONENTES Y MODOS DE FALLA DE UN BORDO	5
2.1 Definición	5
2.2 Componentes principales de un bordo	6
2.2.1 Suelo de cimentación	6
2.2.2 Terraplén.....	6
2.2.3 Corazón o protección impermeable.....	7
2.2.4 Cresta	8
2.2.5 Revestimiento.....	8
2.2.6 Berma	8
2.2.7 Capas de filtros.....	9
2.2.8 Sistema de drenaje e infiltración.....	9
2.3 Modos de falla de un bordo	10
2.3.1 Erosión externa	10
2.3.2 Erosión interna	12
2.3.3 Inestabilidad.....	15
3 METODOLOGÍA PARA CONSTRUIR CURVAS DE FRAGILIDAD	23
3.1 Concepto de incertidumbre.....	23
3.2 Concepto de curvas de fragilidad	24
3.3 Utilidad de las curvas de fragilidad en el análisis de riesgos	25
3.4 Estimación numérica de las curvas de fragilidad	26
3.5 Probabilidad condicional de falla asociadas al factor de seguridad	29
3.6 Criterio y función condicional de probabilidad de falla en bordos.....	32
3.7 Construcción de curvas de fragilidad	33
4 APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PROPUESTA PARA OBTENER LA CURVA DE FRAGILIDAD DE UN BORDO	37
4.1 Descripción del bordo de estudio.....	37
4.2 Modo de falla: Estabilidad del talud.....	39
4.2.1 Variables aleatorias	39
4.2.2 Modelo determinista y función de desempeño	40
4.2.3 Modelo probabilista.....	41
4.2.4 Ejemplo de aplicación.....	41
4.2.5 Interpretación.....	44
4.2.6 Curvas de fragilidad por estabilidad de talud.....	45
4.3 Modo de falla: Erosión interna.....	45
4.3.1 Variables aleatorias	45
4.3.2 Modelo determinista y función de desempeño	46
4.3.3 Modelo probabilista.....	47

4.3.4	<i>Ejemplo de aplicación</i>	48
4.3.5	<i>Interpretación o evaluación de resultados</i>	52
4.3.6	<i>Curvas de fragilidad</i>	52
4.4	Combinación de probabilidades de falla para varios modos	53
5	CONCLUSIONES	57
	REFERENCIAS	59
	ANEXO A: RESULTADOS ESTABILIDAD DE TALUDES	62
	ANEXO B: RESULTADOS EROSION INTERNA	67

RESUMEN

Los bordos de protección generalmente se construyen para reducir el riesgo de inundación contra poblaciones. No obstante, ningún sistema de bordos puede eliminar todo el riesgo de inundación. Siempre existe la posibilidad de que surja una inundación que exceda la capacidad de un bordo, sin importar qué tan bien se construyó. De igual forma, los bordos no siempre funcionan según lo previsto. De hecho, los bordos a veces fallan incluso cuando una inundación es pequeña. Por lo anterior, es importante estimar las probabilidades de falla del bordo ante la variación del nivel de agua retenido, que en términos probabilistas y en análisis de riesgo se conoce como *curva de fragilidad del sistema*.

En la actualidad, los análisis de riesgo de bordos, en general, no consideran la incertidumbre en los parámetros geotécnicos para estimar la curva de fragilidad. De hecho, los análisis geotécnicos para este tipo de estructuras comúnmente tienen un enfoque determinista y no probabilista. Por lo tanto, resulta de gran utilidad definir una metodología para considerar la incertidumbre geotécnica en la determinación de la probabilidad de falla en bordos. Éste es el enfoque primordial de esta tesis.

Inicialmente se presentan la definición, características y modos de falla más comunes de un bordo. Posteriormente, se define el concepto de curva de fragilidad, su procedimiento de obtención y su importancia en el análisis de riesgo de una obra civil. A continuación, se propone una metodología para obtener la curva de fragilidad de un bordo de tierra homogéneo con una geometría simplificada considerando dos modos de falla: 1) estabilidad de talud (falla rotacional), y 2) erosión interna de la cimentación (tubificación). En la evaluación de la estabilidad del talud se utiliza el método de equilibrio límite, y para el estudio de la tubificación se emplea la técnica de elementos finitos. El modelo probabilista que se aplica para ambos modos de falla es el método de simulaciones de Montecarlo, a través del código especializado *SoilVision Systems Ltd (2014)*. Posteriormente, una vez obtenidas las curvas de fragilidad de cada modo de falla, se obtiene como resultado final la curva de fragilidad compuesta para el bordo, a partir de combinar las curvas iniciales.

Finalmente se dan conclusiones basadas en los resultados de los análisis realizados y recomendaciones para la aplicación de esta metodología.

NOTACIÓN

Los símbolos empleados en esta investigación se definen donde aparecen por primera vez. No obstante, a continuación, se presenta los más usuales o representativos de la misma.

c	Cohesión
CV	Coeficiente de Variación
E[FS]	Valor esperado del factor de seguridad
E[g*]	Valor esperado de la función de estado o desempeño
E[i]	Valor esperado del gradiente de salida
E[lni]	Valor esperado de logaritmo natural del gradiente de salida
FS	Factor de seguridad
(g*) _{falla}	Valor de la función de estado que representa la falla
G()	Función de estado o desempeño normalizada
g()	Función de estado o desempeño
H	Altura de agua almacenada en el bordo
i	Gradiente de salida
i _s	Gradiente crítico
k	Permeabilidad
k _s	Permeabilidad saturada
n	Número de eventos generados
NA	Nivel de agua
n _f	Número de fallas
p _f	Probabilidad de falla
R	Confiabilidad
X	Variables aleatorias
α,n,m	Parámetros de ajuste modelo de Van Genuchten
β	Índice de confiabilidad
β _R	Desviación estándar de la curva de fragilidad media
β _U	Desviación estándar de la distribución de probabilidad de la curva de fragilidad
θ _r	Contenido de agua residual
θ _s	Contenido de agua saturado
σ _{FS}	Desviación estándar del factor de seguridad
σ _{g*}	Desviación estándar de la función de estado
σ _i	Desviación estándar del gradiente de salida
σ _{lni}	Desviación estándar del logaritmo natural del gradiente de salida
φ	Ángulo de fricción interna

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 (a) Bordo típico de ribera (b) Bordo típico de costas	5
Figura 2.2 Componentes individuales de un bordo	6
Figura 2.3 Suelo de cimentación	6
Figura 2.4 Terraplén	7
Figura 2.5 Corazón impermeable	7
Figura 2.6 Protección impermeable	7
Figura 2.7 Cresta o corona de un bordo	8
Figura 2.8 Revestimiento de un bordo	8
Figura 2.9 Berma de un bordo	9
Figura 2.10 Capas de filtro de un bordo	9
Figura 2.11 Sistema de drenaje e infiltración de un bordo	9
Figura 2.12 Erosión externa debida a corrientes o turbulencias dentro del canal o río (Sharp <i>et al.</i> , 2013)	11
Figura 2.13 Erosión externa del pie y cimentación de un bordo (Sharp <i>et al.</i> , 2013)	11
Figura 2.14 Erosión externa del lado aguas abajo de un bordo debida a desbordamiento (Sharp <i>et al.</i> , 2013)	12
Figura 2.15 Mecanismo de erosión retrógrada (Bonelli <i>et al.</i> , 2012)	13
Figura 2.16 Mecanismo de erosión concentrada (Bonelli <i>et al.</i> , 2012)	14
Figura 2.17 Mecanismo de erosión por contacto (Bonelli <i>et al.</i> , 2012)	14
Figura 2.18 Mecanismo de erosión por sufusión (Bonelli <i>et al.</i> , 2012)	14
Figura 2.19 Erosión interna en (a) Cuerpo de un bordo (b) Estructura interna (c) Cimentación (d) Estructura de retención (Bonelli <i>et al.</i> , 2012)	15
Figura 2.20 Deslizamiento rotacional superficial de un bordo (Sharp <i>et al.</i> , 2013)	17
Figura 2.21 Deslizamiento rotacional bajo de la orilla de un bordo durante un vaciado rápido (Sharp <i>et al.</i> , 2013)	18
Figura 2.22 Deslizamiento de rotación poco profundo que afecta a una pared en la cresta de bordos (Sharp <i>et al.</i> , 2013)	18
Figura 2.23 Deslizamiento de rotación poco profundo que afecta a una pared en la cresta de bordos (Sharp <i>et al.</i> , 2013)	19
Figura 2.24 Deslizamiento traslacional de un bordo sobre una base de suelo blando o en el cuerpo del bordo (Sharp <i>et al.</i> , 2013)	19
Figura 2.25 Asentamiento de un bordo cimentada sobre suelo blando (Sharp <i>et al.</i> , 2013)	19
Figura 2.26 Asentamiento dentro de un bordo debido a la sobrecarga por una pared en la cresta (Sharp <i>et al.</i> , 2013)	20
Figura 2.27 Inclinación de las paredes en un bordo compuesto debido a asentamientos diferenciales (Sharp <i>et al.</i> , 2013)	20
Figura 2.28 <i>Sand boil</i> o <i>volcancito de arena</i> (Sharp <i>et al.</i> , 2013)	21
Figura 2.29 Subpresión (Sharp <i>et al.</i> , 2013)	21
Figura 2.30 Asentamiento de un muro en un bordo compuesto debido a una baja capacidad de carga del suelo de cimentación (Sharp <i>et al.</i> , 2013)	21
Figura 3.1 Ejemplo de curvas de fragilidad (EPRI, 1994)	24
Figura 3.2 Ejemplo de árbol de eventos (SPANCOLD, 2012)	25

Figura 3.3. Posible probabilidad de falla en función de la elevación del agua de inundación (Wolff, 2008).....	33
Figura 3.4 Proceso propuesto para construir curvas de fragilidad	34
Figura 4.1 Sección transversal talud de estudio (Sánchez, 2013)	37
Figura 4.2 Funciones hidráulicas de los materiales estimadas con el modelo de Van Genuchten utilizando el código SVFLUX.....	38
Figura 4.3 Histograma de frecuencias relativas del Factor de seguridad para H=5.5 m.....	42
Figura 4.4 Superficies de falla para el ejemplo de estabilidad de taludes (nivel de agua en el embalse H=5.5 m).	43
Figura 4.5 Determinación de probabilidad de falla para estabilidad de taludes (H=5.5 m).	44
Figura 4.6 Curva de fragilidad para el análisis de estabilidad de taludes	45
Figura 4.7 Método de Simulación de Montecarlo para variables aleatorias (López-Acosta, 2010)	48
Figura 4.8 Modelo de la región de flujo analizada.....	48
Figura 4.9 Simulaciones de las permeabilidades (H=5.5 m)	49
Figura 4.10 Gradiente de salida para una realización (H=5.5 m)	50
Figura 4.11 Histograma de frecuencias del gradiente de salida para H=5.5 m	51
Figura 4.12 Determinación de la probabilidad de falla para erosión interna (H=5.5 m).	52
Figura 4.13 Curva de fragilidad para erosión interna.....	53
Figura 4.14 Curva de fragilidad combinada del bordo	55
Figura A.1 Histograma de frecuencias relativas del Factor de seguridad para H=0.5 m.....	62
Figura A.2 Superficies de falla para el ejemplo de estabilidad de taludes (nivel de agua en el embalse H=0.5 m).	62
Figura A.3 Histograma de frecuencias relativas del Factor de seguridad para H=1.5 m.....	63
Figura A.4 Superficies de falla para el ejemplo de estabilidad de taludes (nivel de agua en el embalse H=1.5 m).	63
Figura A.5 Histograma de frecuencias relativas del Factor de seguridad para H=2.5 m.....	64
Figura A.6 Superficies de falla para el ejemplo de estabilidad de taludes (nivel de agua en el embalse H=2.5 m).	64
Figura A.7 Histograma de frecuencias relativas del Factor de seguridad para H=3.5 m.....	65
Figura A.8 Superficies de falla para el ejemplo de estabilidad de taludes (nivel de agua en el embalse H=3.5 m).	65
Figura A.9 Histograma de frecuencias relativas del Factor de seguridad para H=4.5 m.....	66
Figura A.10 Superficies de falla para el ejemplo de estabilidad de taludes (nivel de agua en el embalse H=4.5 m).	66
Figura B.1 Histograma de frecuencias del gradiente de salida para H=0.5 m	67
Figura B.2 Histograma de frecuencias del gradiente de salida para H=1.5 m	67

Figura B.3 Histograma de frecuencias del gradiente de salida para $H=2.5$ m 68
Figura B.4 Histograma de frecuencias del gradiente de salida para $H=3.5$ m 68
Figura B.5 Histograma de frecuencias del gradiente de salida para $H=4.5$ m 69

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4.1 Propiedades hidráulicas de los geomateriales (Sánchez, 2013).....	37
Tabla 4.2 Propiedades mecánicas de los geomateriales (Sánchez, 2013).....	38
Tabla 4.3 Valores típicos del coeficiente de variación en el análisis de estabilidad de taludes (Wolff, 2008).....	39
Tabla 4.4 Variables aleatorias asumidas para el análisis de estabilidad de taludes	41
Tabla 4.5 Probabilidad condicional de falla para el análisis de estabilidad de taludes	44
Tabla 4.6 Valores típicos del coeficiente de variación de algunos parámetros hidráulicos de distintos suelos, para análisis de flujo de agua.....	46
Tabla 4.7 Variables aleatorias para análisis de erosión interna	49
Tabla 4.8 Probabilidad condicional de la función de falla p_f empírica (Wolff, 2008)	54

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

Un bordo es una estructura diseñada para el control de inundaciones. Generalmente consiste en una estructura terrea o de concreto diseñada para la retención de agua. Los bordos son construidos paralelos al cauce del río y la longitud típica de los sistemas de bordos varía entre cien a miles de kilómetros. Ellos previenen la inundación de la llanura adyacente, manteniendo el río confinado a un lado del bordo, o donde hay bordos a ambos lados de un río, entre los bordos.

La literatura de investigación incluye un número importante de publicaciones que discuten los aspectos hidrológicos y económicos de los bordos en un contexto probabilista. Sin embargo, estas publicaciones se enfocan principalmente en la determinación de la altura del bordo de manera que se optimiza el nivel de protección considerando parámetros tales como costo, beneficio, daño y posibles pérdidas humanas. En varios de estos estudios no se toma en cuenta la confiabilidad geotécnica, lo que implica que la probabilidad de falla geotécnica generalmente se considera insignificante, o bien se deja abierta la posibilidad para que otros proporcionen probabilidades de falla adecuadas para los modos de falla geotécnicos.

En los análisis de riesgo generalmente la confiabilidad de un sistema es estimada mediante árboles de probabilidad cuyos valores de probabilidad de falla son asignados con base al juicio de un grupo de expertos sin tener en consideración la incertidumbre inherente en propiedades, dimensiones, parámetros de resistencia y/o cargas del sistema. Una curva de fragilidad proporciona la probabilidad de falla de un sistema considerando su incertidumbre en función de la intensidad de las cargas que producen la falla (e.g. la altura de agua almacenada en el bordo). Es por esto que definir una metodología para la estimación de la curva de fragilidad de un sistema resulta de vital importancia para los análisis de riesgo.

Los primeros trabajos de estimación de las probabilidades de falla en bordos fueron realizados por *Duncan y Houston (1983)*. Se trata de estructuras térreas construidas en California a partir de una mezcla heterogénea de arena, limo y turba cimentados en turba con una resistencia desconocida. En esta investigación el factor de seguridad se expresó en función de la resistencia al corte de la turba (variable aleatoria) y del nivel de agua almacenado en el bordo (intensidad).

Peter (1982), en su libro *Bordos de canales y ríos*, proporciona la referencia más completa en el diseño de un bordo, basado en su trabajo en Eslovaquia. Si bien el trabajo de *Peter* no aborda los métodos probabilistas, es relevante porque proporciona una colección muy completa de modelos analíticos para un gran número de modos de falla potenciales que podrían ser incorporados en análisis probabilistas.

Vrouwenvelder (1987) proporciona un tratamiento muy completo sobre un enfoque probabilista propuesto para el diseño de bordos en los Países Bajos. Entre los

aspectos más importantes que incluye su trabajo está el reconocimiento que la frecuencia de excedencia de la elevación de la cresta del bordo no se toma como la frecuencia de la falla, además de la consideración de modos de falla como desbordamiento, estabilidad del talud y erosión superficial y tubificación.

El cuerpo de ingenieros del ejército de Estados Unidos introdujo por primera vez conceptos probabilistas en su país en la Carta de Orientación No. 26 (USACE, 1991). En este documento se asumió que la probabilidad de falla del bordo era una función del nivel de agua. La función se definió como una línea entre dos puntos: el punto probable de falla que se tomó como el nivel de agua para el cual la probabilidad de falla era de 0.85 y el punto probable de no falla que fue definido como el nivel del agua para el cual la probabilidad de falla era de 0.15. Para mejorar la forma de la función de probabilidad de falla en función del nivel de agua (**curva de fragilidad**) se tomó en cuenta la investigación realizada por Wolff (1994). En su documento “*Evaluating the reliability of existing levees*” se ilustra cómo debe incorporarse el análisis probabilista en el análisis y diseño determinista. De forma similar a lo presentado por Vrouwenvelder (1987), el documento considera los mismos modos de falla: estabilidad de talud, tubificación y erosión superficial. Estas consideraciones fueron incluidas posteriormente en el apéndice B del manual técnico del cuerpo de ingenieros “*Risk-bases analysis in Geotechnical Engineering for support of planning studies*” (USACE, 1999).

En el año 2000 el Consejo Nacional de Investigación de los Estados Unidos publicó el libro “*Risk and Uncertainty in Flood Damage Reduction Studies*” (National Research Council, 2000) en el que se recomienda que el método propuesto por la USACE debe evaluar el desempeño del bordo como un sistema espacial distribuido. Es decir que además de considerar los modos de falla como estabilidad de taludes, tubificación, erosión etc., la evaluación geotécnica de un bordo (que puede ser de varios kilómetros de largo) debe considerar la falla potencial en cualquier punto a lo largo del bordo durante una inundación, la correlación de las propiedades del bordo y de la cimentación, los peligros asociados con la fase de inundación (por ejemplo, escombros, olas, duración de las inundaciones) y el potencial de múltiples fallas de secciones del bordo durante una inundación.

En 2008, en el libro *Reliability-based design in geotechnical engineering*, Wolff publicó un procedimiento para realizar análisis de confiabilidad en sistemas de bordos considerando cuatro modos de falla típicos como: 1) estabilidad de taludes, 2) tubificación de la cortina, 3) tubificación de la cimentación, y 4) erosión superficial. Adicionalmente, tomó en consideración varias secciones de bordo para obtener una curva de fragilidad total.

Finalmente, Altarejos-García et al. (2014) en el libro *Risk and Reliability in Geotechnical Engineering* propuso una metodología para estimar la curva de fragilidad en un análisis de riesgo para terraplenes, presas de tierra y taludes.

En general, las investigaciones efectuadas a la fecha consisten en gran medida de modelos probabilistas para la evaluación de los modos de falla de bordos más comunes, tales como estabilidad del talud y tubificación. Se han utilizado métodos rudimentarios de probabilidad de sistemas para considerar múltiples modos de falla y sistemas largos de secciones de bordo. Todavía continúan los estudios para mejorar el modelo de tubificación, la variabilidad espacial, la confiabilidad de los sistemas y la duración de las inundaciones, y para calibrar las probabilidades predichas de falla a la frecuencia de fallas reales.

Esta tesis se enfoca en la definición de una metodología para la obtención de curvas de fragilidad de bordos, las cuales representan una relación entre la probabilidad de falla y la magnitud de las cargas que producen la falla. En el caso de los bordos aquí evaluados, las curvas de fragilidad obtenidas indican la probabilidad de falla del bordo de protección en relación con el nivel de agua retenida en el bordo. Este concepto ha sido mayormente empleado en otras áreas como ingeniería estructural, donde en general se ha utilizado para evaluar el riesgo sísmico probabilista.

En el ámbito local, en la coordinación de Geotecnia del Instituto de Ingeniería UNAM solamente se ha realizado una tesis de maestría acerca de curvas de fragilidad en lumbreras (*Castañón, 2016*), en la que a partir de una función de fragilidad se cuantifica la probabilidad de que la estructura estuviera en un determinado estado de daño para una intensidad sísmica dada. Esto generalmente es usado en estructuras ya que su diseño está basado en desempeño, sin embargo, para estructuras geotécnicas solamente se considera el colapso como un estado de daño. Por otro lado (*Vázquez et al., 2018*) realizaron un artículo *Fragilidad en bordos perimetrales ante la falla por erosión debida al desbordamiento* en la que se describe un enfoque original para determinar la curva de fragilidad de bordos perimetrales ante la falla por erosión debida al desbordamiento basado en la simulación de variables aleatorias.

Las principales complicaciones para la determinación de curvas de fragilidad se deben a que, para un estado de carga definido, una estructura compleja puede fallar debido a diferentes modos de falla, siendo necesario realizar diferentes análisis para obtener la curva de fragilidad que considere los múltiples modos de falla del bordo.

1.2 Objetivo general

El objetivo general de esta tesis es proponer una metodología para obtener la curva de fragilidad de un bordo de tierra homogéneo sujeto a inundaciones considerando dos modos de falla: (a) estabilidad de talud (falla rotacional) y (b) erosión interna de la cimentación (tubificación).

1.3 Objetivos específicos

- Definir las características de un bordo de tierra típico.
- Definir los modos de falla más comunes de un bordo.
- Proponer una metodología para la obtención de la curva de fragilidad de un bordo de tierra homogéneo sujeto a inundaciones.

- Realizar análisis de confiabilidad mediante el método de simulación de Montecarlo para dos modos de falla del bordo: 1) estabilidad de taludes, y 2) erosión interna.
- Construir una curva de fragilidad del bordo a partir de los análisis de confiabilidad para cada modo de falla.
- Construir una curva de fragilidad compuesta que considere los múltiples modos de falla para el bordo.

1.4 Alcances

En este trabajo inicialmente se presentan la definición, características y modos de falla más comunes de un bordo. Se pone especial énfasis en su diferencia con otras obras de retención de agua como presas y diques, en cuanto a la incertidumbre en su diseño. Después, se define el concepto de curva de fragilidad, su procedimiento de obtención y su importancia en el análisis de riesgo en una obra civil.

La metodología sugerida para obtener la curva de fragilidad se fundamenta en los procedimientos propuestos por *Wolff (2008)* y *Altarejos-García et al. (2014)*. En esta tesis se analizan dos modos de falla de un bordo de tierra homogéneo con una geometría simplificada. Los modos de falla que se estudian son: 1) estabilidad de talud (falla rotacional), y 2) erosión interna de la cimentación (tubificación). Para cada modo de falla se eligen las variables aleatorias sobre las que se tiene mayor incertidumbre en el tipo de análisis realizado, y para el cual el modelo determinista sea más sensible a su variación. En la evaluación de la estabilidad del talud se utiliza el método de equilibrio límite y para el estudio de la tubificación se emplea la técnica de elementos finitos. El modelo probabilista que se aplica para ambos modos de falla es el método de simulaciones de Montecarlo.

El método de simulación de Montecarlo requiere de un número significativo de iteraciones para su convergencia, por lo que en general resulta necesario el uso de un código programado por el usuario o bien de un software especializado. En esta investigación se utiliza el código *SoilVision Systems Ltd (2014)*, debido a que es un programa que incluye los métodos de elementos finitos y de equilibrio límite con la opción adicional de realizar análisis probabilistas en los módulos SVSLOPE y SVFLUX, respectivamente.

Por último, una vez obtenidas las curvas de fragilidad de cada modo de falla, se obtiene como resultado final la curva de fragilidad compuesta para el bordo, a partir de combinar las curvas de fragilidad iniciales.

2 COMPONENTES Y MODOS DE FALLA DE UN BORDO

2.1 Definición

Los bordos son estructuras construidas generalmente de tierra, que no son deformadas en condiciones normales por la acción de las olas y corrientes y cuyo objetivo principal es proporcionar protección contra inundaciones fluviales y costeras (Figura 2.1).

Los bordos forman parte de sistemas de defensa contra inundaciones, que también pueden incluir muros de contención, estaciones de bombeo, compuertas, estructuras naturales y otras estructuras asociadas. En diversos casos los bordos se han construido y extendido durante décadas o incluso siglos. Pocos de ellos fueron originalmente diseñados o construidos con base en los estándares modernos, y los registros de su construcción y el rendimiento histórico pueden no existir.



Figura 2.1 (a) Bordo típico de ribera (b) Bordo típico de costas

A pesar de su aparente sencillez, los bordos pueden ser estructuras sorprendentemente complejas. Generalmente se han construido colocando material de relleno localmente explotado en llanuras aluviales de inundación (con toda su inherente variabilidad natural). A diferencia de las estructuras de ingeniería, los bordos pueden ser irregulares por su tipo y naturaleza de construcción y pueden deteriorarse notablemente con el tiempo si no se les da mantenimiento continuo. Además, los bordos son usualmente estructuras lineales de gran longitud que forman parte de un sistema global. Tales sistemas deben considerarse como “cadenas” que son tan fuertes como el eslabón más débil.

La evaluación con base en la evidencia, el buen diseño, la adaptación efectiva, una correcta inspección y el mantenimiento rutinario son vitales para que los bordos (particularmente aquéllos que representan las partes más débiles de los sistemas de bordos) tengan un buen desempeño en las ocasiones que se exponen a incremento en la carga hidráulica producto de tormentas o inundaciones. Cabe señalar que los bordos pueden transcurrir gran parte de su vida útil sin ser

sometidos a su capacidad de diseño. Esto puede crear una falsa sensación de seguridad en el nivel de protección que proporcionan.

2.2 Componentes principales de un bordo

Los bordos son estructuras generalmente constituidas por varios componentes, los cuales poseen una función específica. En la Figura 2.2 se pueden encontrar los diferentes componentes de un bordo tales como cimentación, terraplén, cresta, etc. En la práctica no siempre se incluyen todos, ya que, en ocasiones, estos componentes no son necesarios.

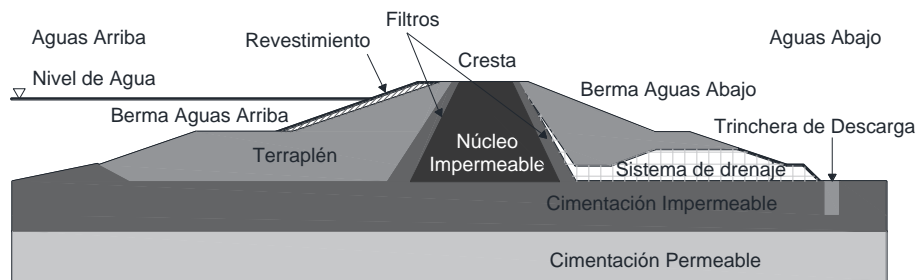


Figura 2.2 Componentes individuales de un bordo

2.2.1 Suelo de cimentación

El suelo de cimentación es el suelo situado debajo del bordo que interactúa con el bordo (Figura 2.3). Este suelo de cimentación puede ser bastante complejo y con características muy variables en términos de resistencia y/o permeabilidad. Los suelos de cimentación no son estrictamente un componente del bordo, pero deben ser considerados al analizar o diseñar un bordo.

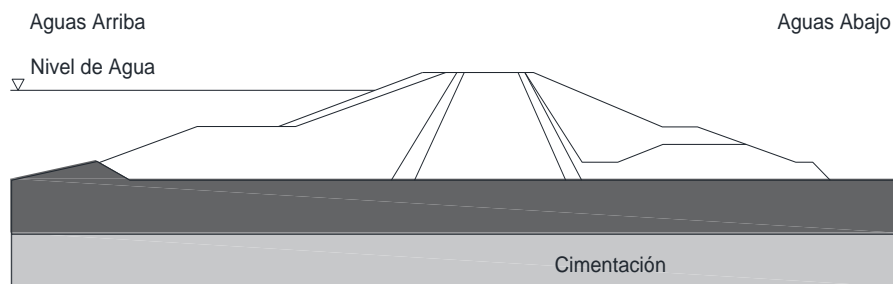


Figura 2.3 Suelo de cimentación

2.2.2 Terraplén

El terraplén (Figura 2.4) es el componente volumétrico principal del bordo y es común en todos los tipos de bordos. El terraplén suele estar compuesto de materiales de suelo granular o cohesivo (e.g., arcilla, limo, arena y/o grava). En la mayoría de los casos, el terraplén se construye con material disponible localmente. En ocasiones, puede ser necesario un mejor material de suelo derivado de una fuente de préstamo fuera del sitio. En este caso, el material del terraplén es transportado al sitio del bordo y luego colocado.

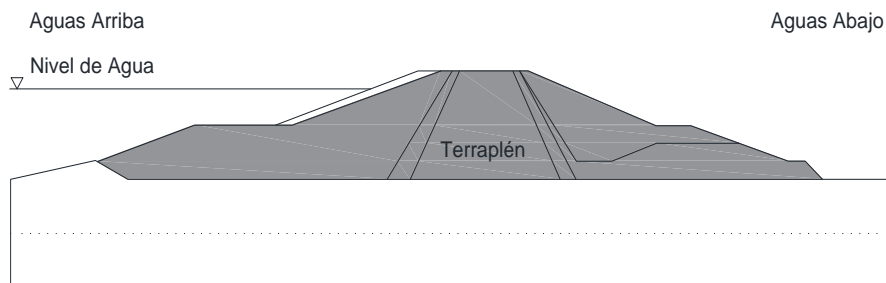


Figura 2.4 Terraplén

2.2.3 Corazón o protección impermeable

A veces, el terraplén no puede proporcionar impermeabilidad debido a las pobres características hidráulicas (e.g., terraplén de arena o grava). En estos casos, se necesitan componentes adicionales para asegurar la impermeabilidad:

- Se puede añadir un núcleo impermeable en la porción central de la sección transversal constituido por materiales impermeables (arcilla) o una pared de bentonita (Figura 2.5).
- Un terraplén con características hidráulicas pobres también puede cubrirse con una capa externa (revestimiento o protección) de material arcilloso u otro material de baja permeabilidad (Figura 2.6).

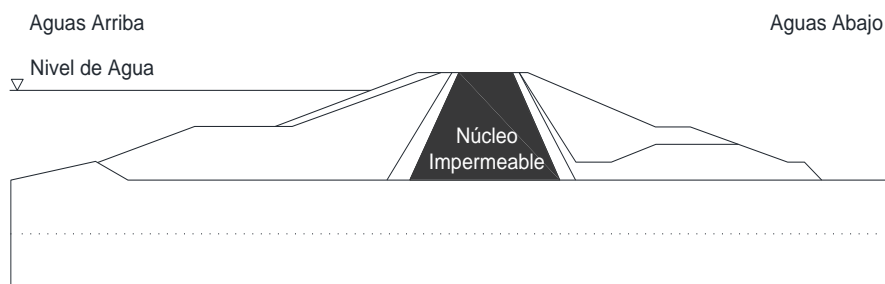


Figura 2.5 Corazón impermeable

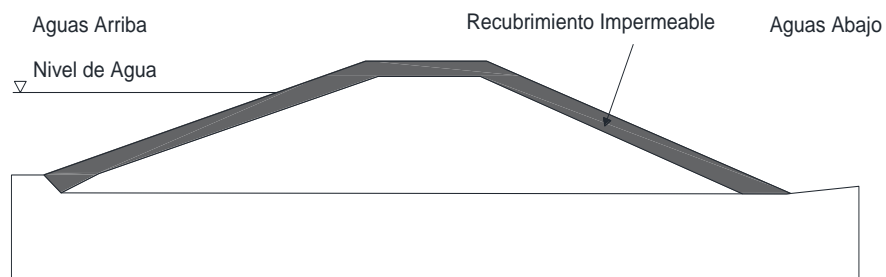


Figura 2.6 Protección impermeable

2.2.4 Corona o cresta

La cresta es la superficie relativamente plana o la corona del bordo, y generalmente es una superficie horizontal (Figura 2.7). Dependiendo del bordo, la corona puede actuar como vertedero (cuando la función secundaria del bordo es verter agua) o simplemente como protección contra la infiltración de agua por el deterioro debido al escurrimiento (cuando el bordo no es sobrepasado por el agua). Las coronas de bordos no protegidas sólo deben adoptarse cuando se proporcionen segmentos de aliviadero como parte del sistema.

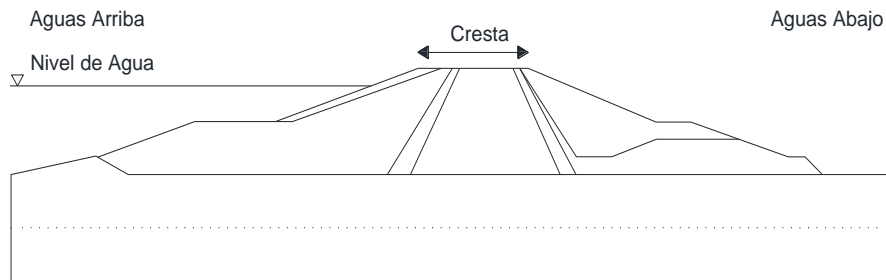


Figura 2.7 Cresta o corona de un bordo

2.2.5 Revestimiento

Los revestimientos se colocan en la interfaz entre el medio externo y el bordo, tanto en las laderas de la ribera como en las laderas de la llanura de protección (Figura 2.8). A veces denominado "*revestimiento*" o "*recubrimiento*", la protección del talud de la ribera se construye a menudo como garantía adicional de la estabilidad del bordo para resistir las acciones erosivas. Los revestimientos suelen estar compuestos de hierba, enrocamiento, asfalto, geotextiles, o sistemas de confinamiento con geoceldas.

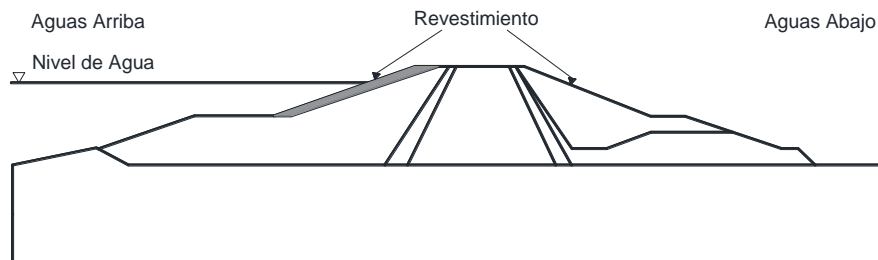


Figura 2.8 Revestimiento de un bordo

2.2.6 Berma

Una berma se construye típicamente como extensión del bordo en un lado del sistema de la defensa de la inundación (Figura 2.9). Generalmente, las bermas se construyen con los materiales del terraplén o roca.

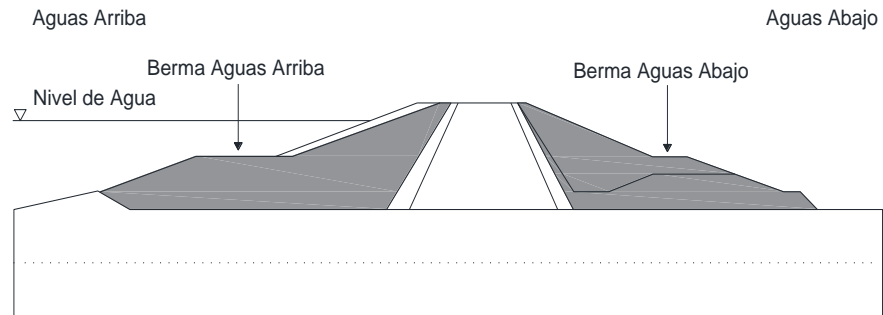


Figura 2.9 Berma de un bordo

2.2.7 Capas de filtros

Las capas de filtros son zonas de material relativamente permeable dentro de la sección transversal de bordos. Estas capas se construyen generalmente entre dos zonas de suelo o entre el material de relleno y filtro (Figura 2.10). La composición de un filtro puede incluir geotextil tejido o materiales granulares graduados permeables.

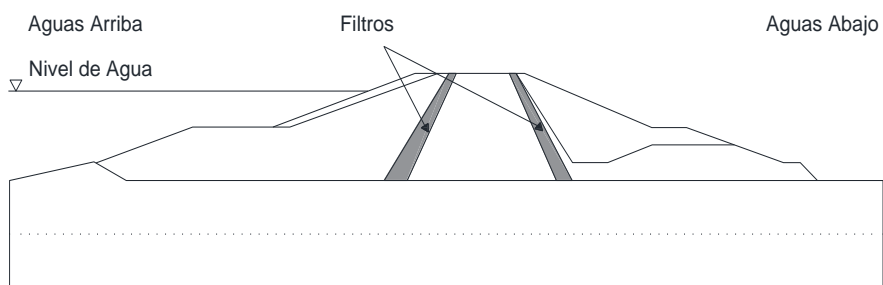


Figura 2.10 Capas de filtro de un bordo

2.2.8 Sistema de drenaje e infiltración

Los sistemas de drenaje pueden construirse en el extremo del bordo (sistema de drenaje en el pie) o detrás de un núcleo impermeable para prevenir o mitigar problemas de filtraciones a través del cuerpo del bordo o del suelo de cimentación (al pie del bordo) (Figura 2.11). Las trincheras de descarga también se pueden usar para captar la filtración en o cerca del pie del bordo. Para ayudar a la descarga del agua drenada, es posible instalar un colector como parte del sistema de drenaje.

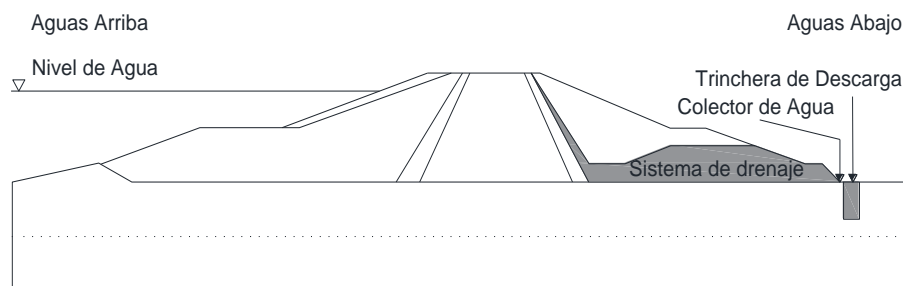


Figura 2.11 Sistema de drenaje e infiltración de un bordo

2.3 Modos de falla de un bordo

Los bordos pueden fallar por una variedad de causas. En los párrafos siguientes se resumen los tres modos de falla más comunes en los bordos (Sharp *et al.*, 2013)

2.3.1 Erosión externa

a) Definición

La erosión externa es el desgaste de una superficie (orilla, arroyo, terraplén u otra superficie) por las inundaciones, las olas, el viento o cualquier otro proceso natural (FEMA, 2004). La erosión externa inicia debido a fuerzas hidrodinámicas que actúan sobre las partículas del suelo en la superficie de un bordo. Ocurre cuando el material superficial del bordo no es suficientemente resistente a las agresiones del medio ambiente, es decir, cuando el esfuerzo cortante inducido por los flujos excede el valor crítico asociado con la naturaleza de los materiales del bordo. Esta situación puede surgir con el tiempo debido al envejecimiento de los materiales superficiales, pero también puede deberse a un efecto creciente del medio ambiente en el bordo (e.g., durante las inundaciones).

El resultado de la erosión externa es una reducción de los materiales constitutivos del bordo que puede afectar su espesor y densidad. Propiciando un área afectada más débil y vulnerable a derrumbes durante eventos extremos.

El material expuesto por la erosión que deteriora la superficie del bordo no se diseña generalmente para resistir las agresiones ambientales. Cuando está directamente en contacto con la fuente de agresión, el resultado es una aceleración del proceso.

b) Factores que contribuyen a la erosión externa

Las principales causas de la erosión externa son el movimiento del agua directamente contra la superficie de un bordo o cerca de vegetación leñosa a lo largo de la orilla del cuerpo de agua. Las corrientes, olas y mareas son los principales iniciadores y factores agravantes de la erosión externa. Sin embargo, el viento, la vegetación leñosa y las actividades animales y humanas pueden desempeñar un papel importante en la erosión superficial, ya que pueden desplazar las partículas del suelo. De esta manera, algunas fuentes también se refieren a la degradación del bordo por tráfico vehicular como un tipo de erosión mecánica.

c) Mecanismos de erosión externa

En este modo de deterioro, los mecanismos tales como el arrastre de finos, la inestabilidad del talud local o global, la inestabilidad del pie, la desecación, el agrietamiento de la estructura, la colisión o la vibración de estructuras desgastan los materiales del terraplén, lo que puede conducir a socavar la estructura del bordo.

Las olas generadas por el viento o la marea pueden causar daño a la protección de un talud y daños estructurales a los rompeolas.

El suelo arrastrado por las corrientes de los ríos o la acción de las olas produce pendientes muy pronunciadas en los taludes. Esto puede ser peor en las áreas con obstrucciones en la ribera tales como árboles, muros de puentes, paredes y tubos. Las condiciones hidráulicas que producen esfuerzos inesperados en el bordo también pueden fomentar la erosión. Por ejemplo, remolinos formados en la punta del bordo pueden generar mayores esfuerzos en el terraplén del bordo.

La erosión externa de una ribera es causada principalmente por la acción de las olas, corrientes o turbulencias dentro del canal o río, etc. (Figura 2.12), por ejemplo, la acción de las olas o el flujo con gran velocidad en el exterior de un meandro. Los flujos a lo largo del bordo generan erosión superficial, donde el esfuerzo cortante inducido por los flujos excede la tolerancia de los componentes del material del bordo. El material de relleno se erosiona en la orilla del río o del bordo, lo que lleva a la pérdida de la sección del bordo y al socavamiento.

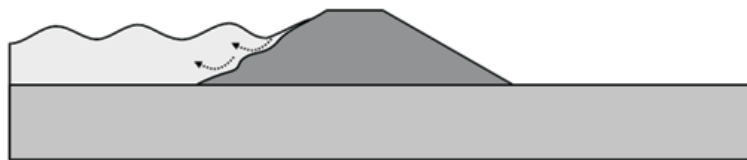


Figura 2.12 Erosión externa debida a corrientes o turbulencias dentro del canal o río (Sharp *et al.*, 2013)

La morfología del río y su evolución tienen una gran influencia en la erosión debido al movimiento lateral (meandros) de todo el canal del río, o un canal de flujo más profundo dentro del cauce principal del río. Este proceso puede socavar el bordo, lo que conduce a una inestabilidad superficial o profunda del talud, así como a la erosión directa (Figura 2.13).



Figura 2.13 Erosión externa del pie y cimentación de un bordo (Sharp *et al.*, 2013)

Los animales que habitualmente habitan en los bordos de tierra crean madrigueras o vías que afectan la estructura. Las madrigueras dentro del bordo pueden causar debilidad, aumentar los gradientes hidráulicos y en casos extremos pueden contribuir a la generación de tubos a través del bordo. Las huellas o lesiones en la superficie pueden fomentar la infiltración de agua de lluvia y/o escorrentía que induce la erosión.

Las raíces profundas de los árboles u otras plantas que crecen en el bordo pueden penetrar el núcleo y ocasionar la concentración del flujo si el nivel de agua supera su cresta. Los árboles caídos también pueden provocar daños, y las raíces y los tocones de los árboles pueden dejar huecos dentro del terraplén.

Los problemas estructurales pueden ser choques, vibraciones o colisiones que afectan la integridad del bordo. Pueden estar relacionados con la actividad humana (por ejemplo, vandalismo, construcción, colisión de barcas/barcos/vehículos o circulación) o al transporte sólido por flujos (hielo, escombros, etc.).

Un desbordamiento inesperado o total (Figura 2.14) puede inducir daños mayores relacionados con la erosión superficial. Los choques y la velocidad de los flujos provocan un desgaste del material del bordo. La erosión y el desprendimiento pueden desarrollarse en la cresta o en el lado de tierra del bordo cuando el agua pasa.

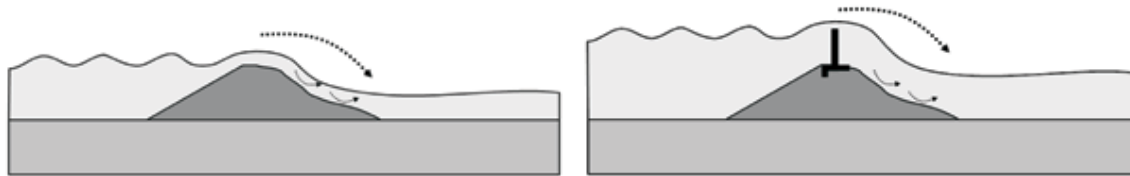


Figura 2.14 Erosión externa del lado aguas abajo de un bordo debida a desbordamiento (Sharp *et al.*, 2013)

2.3.2 Erosión interna

a) Definición

La erosión interna inicia debido a fuerzas hidrodinámicas que actúan sobre las partículas del suelo dentro o a través del cuerpo de un bordo. La erosión interna ocurre cuando las partículas del suelo dentro de un bordo o su cimentación son transportadas aguas abajo por el flujo de agua (Bonelli *et al.*, 2012). En este proceso, la migración de partículas de material inducida por la presión de poro y el flujo de agua intersticial forma canales a través del bordo o dentro del suelo de cimentación. Los tubos generados propician la erosión interna de la estructura del bordo y pueden conducir a la falla cuando se generan brechas con filtración de agua incontrolada y constante a través, por debajo o alrededor de un bordo.

b) Factores que contribuyen a la erosión interna

El principal factor para el desarrollo de la erosión interna es la filtración de agua. La filtración de agua a través de un terraplén generalmente se debe a la presencia de capas o lentes permeables dentro del relleno o a la existencia de grietas o fisuras finas. Otros factores también pueden desencadenar o agravar la erosión interna mediante la creación de tuberías en el bordo, como:

- Desarrollo incontrolado de madrigueras construidas por animales.
- Vegetación con crecimiento incontrolado de raíces.
- Actividad humana con la colocación de tuberías u otras estructuras dentro de los bordos.

El flujo a través o debajo de un terraplén constituye una falla de un bordo que impide cumplir su función principal de retención de agua. Especialmente en la etapa inicial del flujo, el volumen de agua perdida es a menudo relativamente pequeño, y se acepta una pequeña cantidad de filtración. Si no se soluciona el problema, las partículas más finas del suelo son arrastradas del cuerpo del terraplén o de su base por el flujo de agua. A medida que el suelo se vuelve más permeable, las tasas de flujo aumentan, y como resultado se erosionan más partículas del suelo.

La filtración también aumenta la probabilidad de falla ante deslizamiento debido a los cambios en el régimen del suelo y el agua dentro del terraplén, causando un debilitamiento de los materiales de relleno o aumentando las subpresiones debajo de un talud. Las presiones de agua altas pueden conducir a un aumento de filtración, fracturamiento hidráulico o inestabilidad, especialmente cuando son más altos que los permitidos en el diseño. La subpresión en los suelos de cimentación puede generar grandes inestabilidades. La subpresión en las juntas puede provocar inestabilidad o agrietamiento del componente de protección de un bordo.

c) Mecanismos de erosión interna

Existen diferentes mecanismos de erosión interna (Bonelli *et al.*, 2012):

- *Erosión retrógrada, o tubificación*: la erosión comienza en el punto de salida y se desarrolla hacia atrás de forma continua cuando el gradiente de salida excede el *gradiente crítico* del suelo (Figura 2.15)

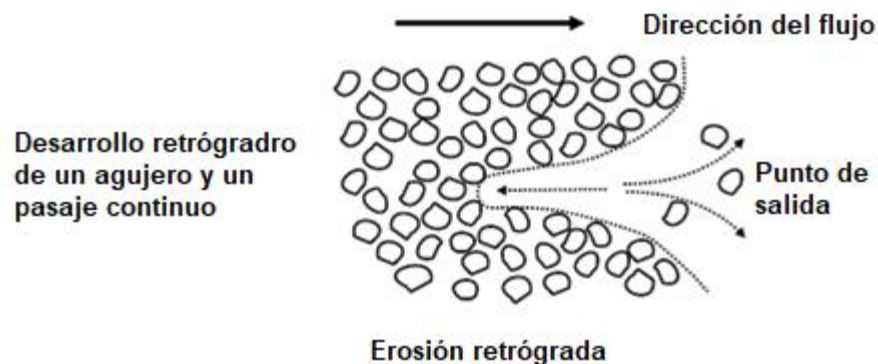


Figura 2.15 Mecanismo de erosión retrógrada (Bonelli *et al.*, 2012)

- *Erosión concentrada*: la erosión se produce a lo largo de los lados de una grieta abierta o en los vacíos de interconexión de una zona permeable continua, donde el esfuerzo cortante inducido por los flujos excede el valor de resistencia al corte del suelo (Figura 2.16). La erosión concentrada también puede originarse junto a estructuras tales como tuberías, alcantarillas o paredes de aliviadero.

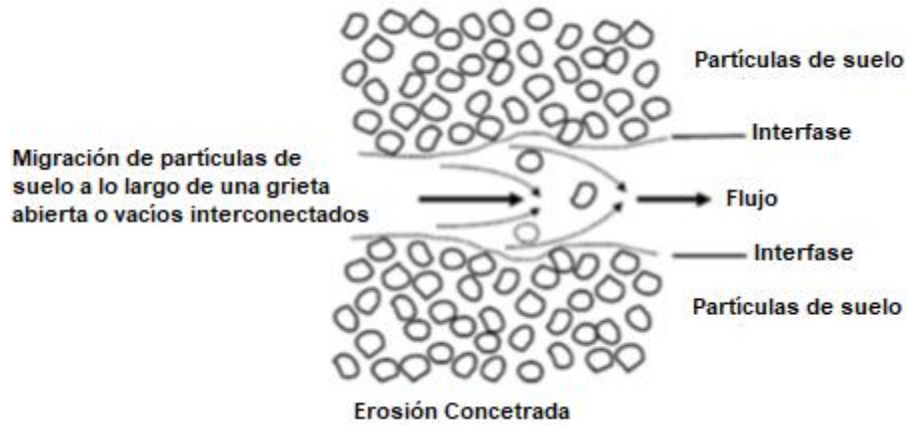


Figura 2.16 Mecanismo de erosión concentrada (Bonelli *et al.*, 2012)

- *Erosión por contacto*: se desarrolla en el límite horizontal de un suelo fino que recubre un suelo grueso; en este caso el suelo fino es arrastrado hacia el suelo grueso debido a un flujo horizontal (Figura 2.17). La erosión de contacto también puede ocurrir en el límite horizontal de un suelo fino cuando sobreyace a una base fracturada y es arrastrado por las fisuras de la roca mediante flujo horizontal.

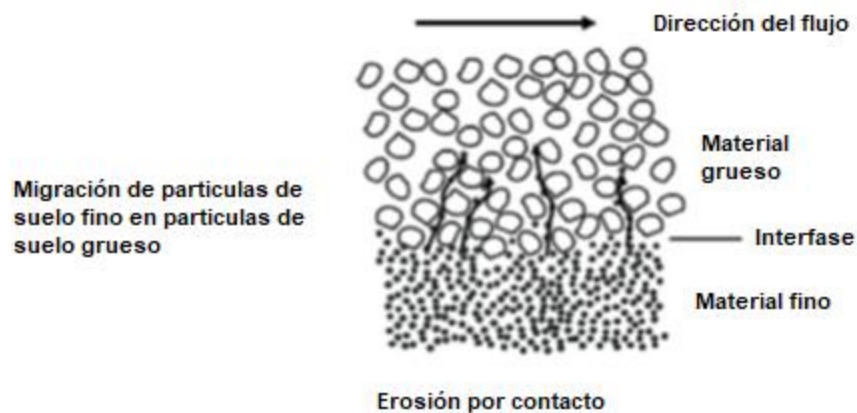


Figura 2.17 Mecanismo de erosión por contacto (Bonelli *et al.*, 2012)

- *Sufusión*: es la erosión masiva en suelos que son internamente inestables. En este caso, las partículas pequeñas del suelo son transportadas por el flujo de agua entre las partículas de suelo más grandes (Figura 2.18).

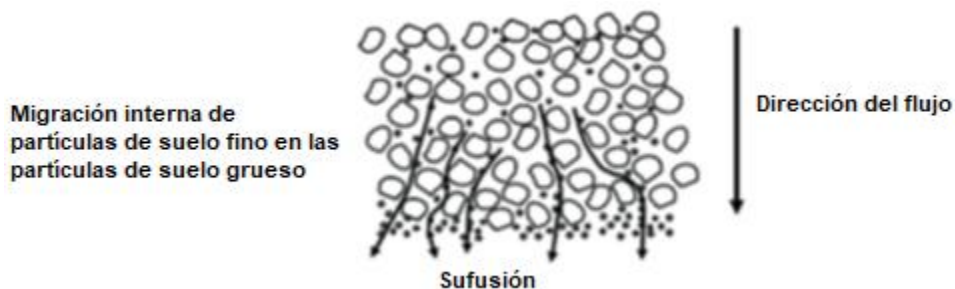


Figura 2.18 Mecanismo de erosión por sufusión (Bonelli *et al.*, 2012)

La erosión interna también puede desarrollarse en el límite entre el suelo y las estructuras adyacentes.

La erosión interna de un bordo puede representarse por cuatro fases (Bonelli *et al.*, 2012):

- Inicio de la erosión
- Continuación de la erosión, donde la relación de la distribución de tamaño de partícula entre el material de base (núcleo) y el filtro controla si la erosión continúa o no.
- Progresión para formar y sostener un tubo y/o para aumentar las presiones de filtración y de poro en la parte aguas abajo del terraplén o en el suelo de cimentación.
- Brecha que da lugar a una liberación incontrolada del agua.

Algunos mecanismos típicos de erosión interna que afectan a diferentes tipos de bordo se presentan en la Figura 2.19.

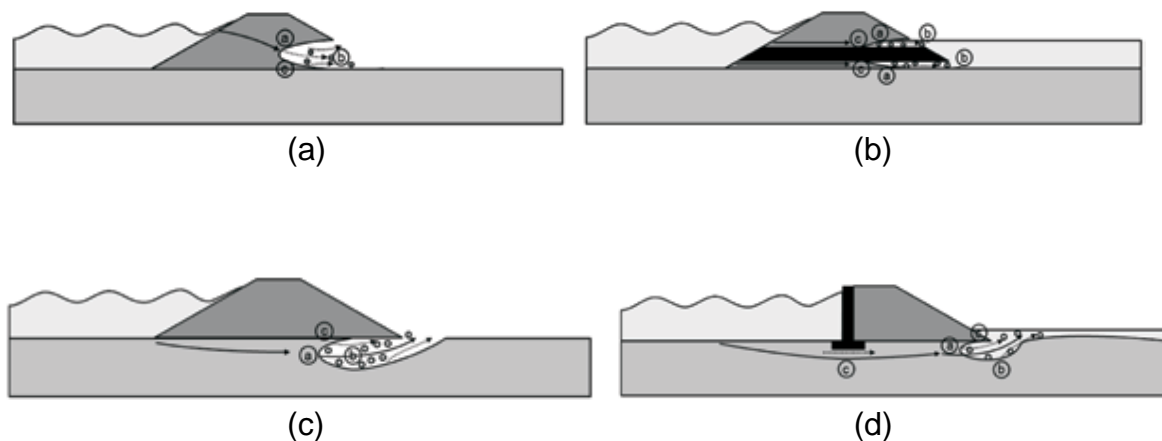


Figura 2.19 Erosión interna en (a) Cuerpo de un bordo (b) Estructura interna (c) Cimentación (d) Estructura de retención (Bonelli *et al.*, 2012)

2.3.3 Inestabilidad

a) Definición

La inestabilidad ocurre cuando las fuerzas activas del movimiento de partículas del suelo exceden las fuerzas resistentes. El exceso de carga en un bordo o las propiedades físicas débiles de los materiales de los bordos o de los suelos de cimentación generan deslizamiento a lo largo de una superficie de falla dentro del terraplén del bordo y/o suelos de cimentación que producen daños en el bordo. Estos procesos están relacionados con mecanismos tales como el deslizamiento rotacional o traslacional, volcamiento, el asentamiento o la licuación.

Factores que contribuyen a la inestabilidad

Los factores que contribuyen a la inestabilidad de los bordos pueden incluir lo siguiente:

- **Peso (carga/descarga):** es un factor primario de inestabilidad, puesto que es la principal causa del movimiento de partículas del suelo. La inestabilidad de talud de un bordo puede ser provocada por una carga inadecuada o no intencional en la cresta o en el pie del terraplén
- **Presión del agua:** el suelo del bordo puede saturarse durante un aumento en el nivel de agua y no poder drenar tan rápido conforme el agua se almacena. Lo anterior provoca un aumento de peso (fuerza actuante) en el terraplén del bordo y, en caso extremo, la falla del talud. Esta condición es peor en suelos poco compactados con menor relación densidad/resistencia y más vacíos que el agua puede llenar. Sin embargo, la presión del agua en el terraplén o en el suelo de cimentación disminuye la resistencia al corte y la resistencia al deslizamiento del bordo.
- **Disminución de las propiedades del material:** una disminución de las propiedades del terraplén o del suelo de cimentación puede reducir la resistencia al corte y la resistencia al deslizamiento del bordo.
- **Actividad humana:** la actividad de construcción cerca o en el propio bordo puede propiciar la pérdida del material de apoyo en el pie del talud, aumentar la pendiente de las laderas, crear barrancos de erosión y eliminar la vegetación resistente a la erosión. Esta condición se da por una variedad de razones, incluyendo la instalación de zanjas o limpieza cerca del pie del talud, construcción de carreteras o instalación de tuberías nuevas. La construcción de pilotes y otras actividades vibratorias y excavaciones profundas cerca de los bordos son de especial interés en áreas propensas a licuación y filtración bajo el bordo.
- **Actividad animal:** el desarrollo de madrigueras en el cuerpo de un bordo puede reducir las propiedades mecánicas de los materiales de relleno e inducir la generación de tubos que conducen a un eventual colapso del bordo (tubificación).
- **Vegetación leñosa:** el desarrollo de las raíces y su descomposición tras la desaparición de la vegetación pueden dar lugar a inestabilidades. La vegetación leñosa también puede afectar la estabilidad del bordo si un árbol es movido o arrastrado por el viento, desplazando una masa del terraplén del bordo.
- **Impactos:** choques, vibraciones y colisiones vinculadas a la actividad humana o al transporte sólido por flujos pueden desencadenar movimientos de partículas de suelo e inestabilidad. Lo anterior puede reducir las propiedades de la protección del talud del bordo o iniciar la licuación del cuerpo o del suelo de cimentación del bordo.

- **Actividad sísmica:** las fuerzas sísmicas laterales y verticales pueden causar inestabilidad del talud. La licuación inducida sísmicamente puede resultar en una falla en el bordo o en la cimentación, o en ambos. Estos efectos son graves y deben ser investigados inmediatamente para detectar áreas con suelos blandos/sueltos saturados y con taludes muy inclinados.
- **Erosión:** la erosión puede iniciar la inestabilidad propiciando una descarga a través de la erosión del pie y socavación del material aguas abajo, en la base de un talud del bordo.

b) Mecanismos de inestabilidad

Existen varios mecanismos de inestabilidad ligados a la configuración geométrica particular de cada bordo, que pueden afectar los diferentes tipos de componentes del bordo. Los principales mecanismos individuales de inestabilidad que deben ser considerados son los siguientes:

- **Deslizamiento superficial:** la tendencia al deslizamiento es altamente dependiente de la inclinación de los taludes laterales del terraplén. Cuando se compacta un material arcilloso para formar un bordo, su resistencia al corte inicial depende de las características de los materiales que constituyen las partículas del suelo, del contenido de agua del suelo y del grado de compactación. Sin embargo, debido a las lluvias, el suelo se humedece y potencialmente disminuye su resistencia desde la superficie hacia abajo. Este efecto se agrava por las variaciones estacionales; el terraplén se seca y puede agrietarse durante los meses de verano, y las grietas forman un camino para el agua en el otoño o el invierno (por infiltración de lluvia o filtración de agua de inundación). Para los terraplenes de pendiente pronunciada, este proceso de reblandecimiento reduce el factor de seguridad contra fallas de deslizamiento superficial, potencialmente hasta un punto en el que se produce el desprendimiento superficial (Figura 2.20).

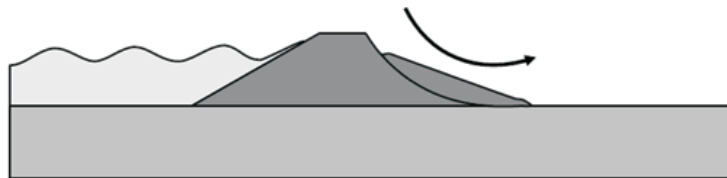


Figura 2.20 Deslizamiento rotacional superficial de un bordo (Sharp *et al.*, 2013)

La tendencia a la formación de deslizamientos poco profundos puede ser exacerbada en la cara del río por los altos niveles de los ríos durante un tiempo seguido de una rápida disminución del nivel del agua de inundación. En un estado agrietado, distorsionado y surcado, las laderas laterales del terraplén son más vulnerables a la erosión, en particular por la acción de las olas y la superación del nivel de agua (Figura 2.21).

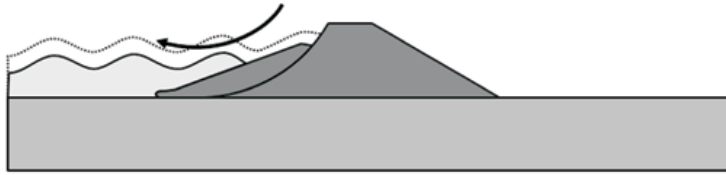


Figura 2.21 Deslizamiento rotacional bajo de la orilla de un bordo durante un vaciado rápido (Sharp *et al.*, 2013)

El suelo del terraplén del bordo también puede arrastrarse o desplazarse lateralmente de la corona. Esto ocurre principalmente en suelos arcillosos o turba y es peor cuando el suelo está mal compactado, está saturado o ambos.

Un deslizamiento superficial puede activarse o también puede afectar una superestructura como un muro que está construido en la cresta de un bordo (Figura 2.22).

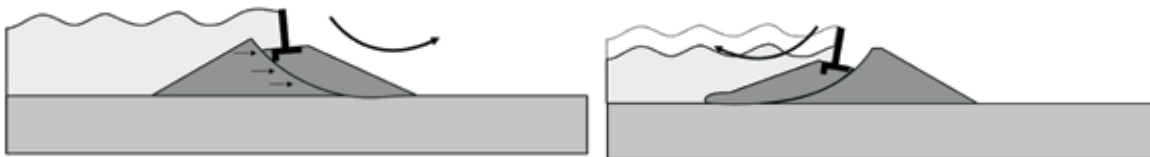


Figura 2.22 Deslizamiento de rotación poco profundo que afecta a una pared en la cresta de bordos (Sharp *et al.*, 2013)

- **Deslizamiento rotacional profundo:** las fallas rotacionales profundas tienden a iniciarse por cambios en una condición existente. Ejemplos de las causas incluyen un nuevo terraplén que se está construyendo o un terraplén existente que se eleva, una alta carga que se aplica a la cresta, un nivel de agua retenido inusualmente alto o la excavación de una zanja en el pie del terraplén. Cambiar el tamaño y la condición (es decir, el nivel de agua) de una zanja de drenaje es una causa común de problemas, particularmente en arcillas blandas y limos. Una forma particular de falla rotacional profunda, que se denomina a menudo como una falla por subpresión, puede originarse por presiones de agua subterránea altas que actúan en una capa permeable debajo del terraplén. La falla rotacional profunda aparece normalmente como un agrietamiento y desplazamiento hacia abajo de la cresta, el abultamiento del terraplén, particularmente en la base, y el levantamiento del suelo delante del pie (Figura 2.23). Esto da como resultado una pérdida de resistencia del relleno del terraplén y un debilitamiento del suelo de la cimentación. En el caso de que no se genere una brecha, esto puede suceder rápidamente a menos que se realicen reparaciones inmediatas.



Figura 2.23 Deslizamiento de rotación poco profundo que afecta a una pared en la cresta de bordos (Sharp *et al.*, 2013)

- **Deslizamiento traslacional:** la presencia de capas superficiales muy débiles de turbas y arcillas, en la cimentación o en el cuerpo de un bordo, puede resultar en un movimiento de bloque horizontal de un terraplén. Esto sucede cuando la resistencia al corte no drenado de la capa superficial es insuficiente para resistir las fuerzas hidráulicas creadas por la presión hidrostática o hidrodinámica según sea el caso (Figura 2.24). La generación de este mecanismo requiere altos niveles de agua y baja resistencia al corte de los materiales en la superficie de falla o deslizamiento.



Figura 2.24 Deslizamiento traslacional de un bordo sobre una base de suelo blando o en el cuerpo del bordo (Sharp *et al.*, 2013)

- **Consolidación/asentamientos/inclinación:** Un número importante se ha cimentado sobre estratos que contienen capas de arcilla blanda o turba. Una característica de estos materiales es que experimentan asentamientos relativamente grandes dependientes del tiempo a medida que se consolidan bajo una carga impuesta. Este es particularmente el caso de los bordos mayores de dos metros de altura (Figura 2.25).



Figura 2.25 Asentamiento de un bordo cimentada sobre suelo blando (Sharp *et al.*, 2013)

Para bordos antiguos (de varios siglos de antigüedad) gran parte de este asentamiento ya se ha producido y posiblemente se han corregido por la colocación de sobreelevaciones, re-nivelaciones, reparaciones etc. En contraste, los bordos más nuevos construidos a su altura completa de diseño en una etapa de construcción, pueden estar sujetos a asentamientos que pueden llegar a ser del orden de centenares de milímetros. Además, el proceso de sobreelevación a menudo genera un mayor asentamiento, especialmente donde el material de relleno se coloca sobre los taludes del terraplén existente. El problema causado por el asentamiento es que el

terraplén no puede alcanzar su propósito principal de proporcionar una barrera impermeable al nivel requerido, provocando una reducción en la protección. Un tema de especial preocupación es la dependencia temporal del proceso de consolidación: un terraplén que cumple con sus requisitos de altura en un año, no necesariamente cumple los mismos objetivos en años posteriores. Otro problema ocasionado por el asentamiento es el agrietamiento inducido por distorsión del material de relleno potencialmente frágil o agrietable. Esto hará el terraplén más permeable, así como también más propenso a sufrir daños y más susceptible a fallar por superación del nivel de la corona.

Los asentamientos también pueden afectar al terraplén del bordo. Los cambios en el nivel del agua, la expansión estacional y la contracción o sobrecarga pueden deformar el terraplén (Figura 2.26). Todos estos fenómenos pueden conducir al agrietamiento y al desarrollo de vías de infiltración en los diferentes componentes del bordo.

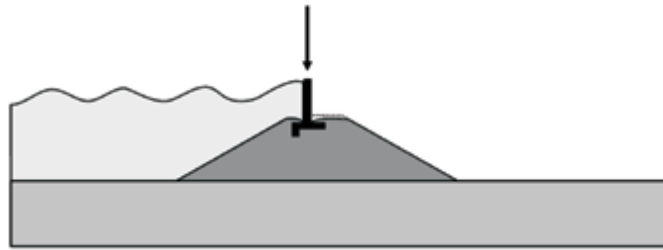


Figura 2.26 Asentamiento dentro de un bordo debido a la sobrecarga por una pared en la cresta (Sharp *et al.*, 2013)

Los asentamientos diferenciales en el suelo de cimentación o en el cuerpo del bordo pueden inducir una inclinación de los muros (muro lateral o muro superior) que forman parte de la estructura del bordo compuesto (Figura 2.27).

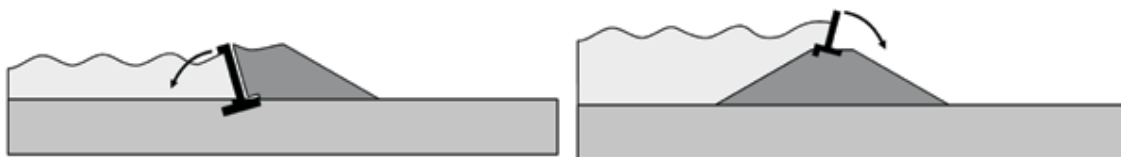


Figura 2.27 Inclinación de las paredes en un bordo compuesto debido a asentamientos diferenciales (Sharp *et al.*, 2013)

- **Licuefacción y subpresión:** un aumento en la presión de poro puede desencadenar una licuefacción del suelo y la aparición de *volcanes de arena* o *sand boil* en el pie o en la llanura de protección (Figura 2.28). La disminución repentina de las propiedades de resistencia al corte del relleno o del suelo de cimentación permite el desarrollo de una inestabilidad repentina, como el colapso o deslizamiento del pie del bordo. Este tipo de mecanismo está

profundamente ligado a las vibraciones y la actividad sísmica que pueden afectar un bordo.

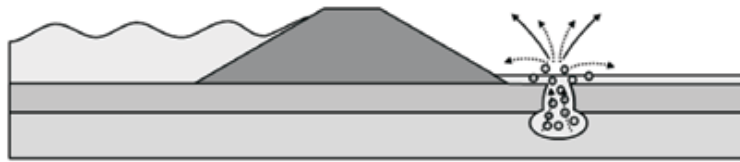


Figura 2.28 Sand boil o volcancito de arena (Sharp *et al.*, 2013)

Un aumento en la presión de poro de una capa permeable que subyace a una capa delgada e impermeable también puede provocar un levantamiento de la capa impermeable y un deslizamiento profundo de la superficie del bordo (Figura 2.29).

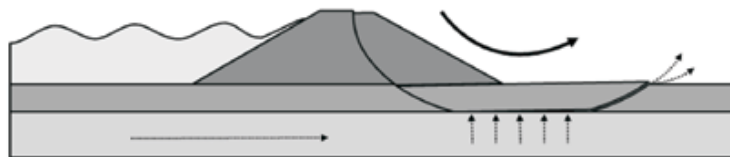


Figura 2.29 Subpresión (Sharp *et al.*, 2013)

- **Capacidad de carga:** cuando el peso del bordo y las cargas que soporta exceden la capacidad de carga del suelo de cimentación, puede ocurrir un colapso del bordo (Figura 2.30). Lo anterior puede evitarse mediante un buen diseño, construcción y una sobrecarga limitada y controlada durante las etapas de la actividad humana en el bordo.

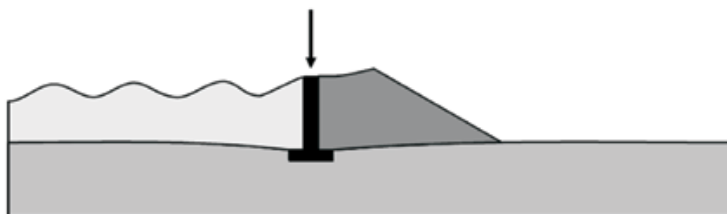


Figura 2.30 Asentamiento de un muro en un bordo compuesto debido a una baja capacidad de carga del suelo de cimentación (Sharp *et al.*, 2013)

- **Inestabilidades durante la construcción:** casi todos los mecanismos que se describen aquí pueden surgir durante la fase de construcción. Estas inestabilidades se originan principalmente por la sobrecarga en relación con el proceso de construcción, las inesperadas propiedades mecánicas débiles de los suelos de cimentación o una inundación imprevista.

3 METODOLOGÍA PARA CONSTRUIR CURVAS DE FRAGILIDAD

3.1 Concepto de incertidumbre

Cuando se analizan los mecanismos de falla de estructuras complejas, la evaluación de la incertidumbre desempeña un papel importante en el análisis del comportamiento de una estructura en operación. En general, en geotecnia y otras áreas, existen dos principales fuentes de incertidumbre (*Hartford y Baecher, 2004; Hoffman y Hammonds, 1994*):

1. *Incertidumbre natural o aleatoriedad*: Producida por la variabilidad inherente en los procesos naturales. Un ejemplo de este tipo de incertidumbre es la variabilidad de las cargas que la estructura tiene que soportar, por ejemplo, la variabilidad en la intensidad de un terremoto que puede ocurrir. Otro ejemplo es la variabilidad de la resistencia del terreno donde se desplanta la estructura. Este tipo de incertidumbre, a veces también llamada incertidumbre aleatoria, no se puede reducir, aunque se puede estimar.
2. *Incertidumbre epistémica*: Es el resultado de no tener suficiente conocimiento o información sobre el sistema analizado. Esta falta de información puede producirse por la deficiencia de los datos o porque el comportamiento de la estructura no está correctamente representado. Este tipo de incertidumbre se reduce conforme más conocimiento está disponible sobre una estructura. En general, suele ser muy difícil estimar o cuantificar esta incertidumbre. Un ejemplo de este tipo de incertidumbre es la resistencia del terreno. La información sobre las cimentaciones puede ser limitada (propiedades geomecánicas), por lo que los parámetros utilizados para caracterizar su resistencia se estiman a partir de sondeos geotécnicos. Con más recursos (mayor número de sondeos), el terreno puede caracterizarse mejor y la incertidumbre epistémica se reduce, aunque la variabilidad natural del terreno puede ser todavía muy significativa.

La distinción entre la incertidumbre natural y la epistémica adquiere gran importancia en el análisis de riesgo cuantitativo de estructuras complejas (*Baraldi y Zio, 2008*). La incertidumbre natural suele estar relacionada con la ocurrencia de eventos que pueden producir la falla estructural y la aleatoriedad del comportamiento resistente de la estructura para la carga producida por los eventos. En cambio, la incertidumbre epistémica se centra principalmente en la falta de conocimiento de los mecanismos de falla, los parámetros de resistencia de la estructura y las consecuencias producidas por la falla.

En cualquier caso, la caracterización de la incertidumbre es un proceso inherente en cualquier análisis de riesgo, ya que abarca el concepto de probabilidad de falla. Si no existe incertidumbre, se podría determinar con precisión la situación de carga que produce la falla estructural con un 100% de probabilidad.

3.2 Concepto de curvas de fragilidad

Las curvas de fragilidad representan una relación entre la probabilidad de falla y la intensidad de las cargas que producen la falla. Se han desarrollado diferentes metodologías empíricas y analíticas para obtener este tipo de curvas en estructuras complejas (e.g., *Altarejos-García et al., 2012; EPRI, 1994; Shinozuka et al., 2000*). Las curvas de fragilidad son útiles en el análisis de riesgos de estructuras complejas, ya que facilitan la evaluación de la respuesta estructural para diferentes valores de intensidad.

En general, se utiliza una curva de fragilidad para representar la incertidumbre natural de la respuesta del sistema. Para cada estado de carga, esta curva representa la probabilidad de falla estructural producida por la aleatoriedad natural en la estructura y el terreno. En la Figura 3.1, se presenta ejemplos de curvas de fragilidad.

Para caracterizar la incertidumbre epistémica, se suele definir una distribución probabilista para la mediana de la curva de fragilidad previamente definida, que también puede denominarse curva de fragilidad *media* (β_R). Las variaciones en el promedio de la curva de fragilidad producen una familia de curvas de fragilidad que caracterizan ambas incertidumbres (β_U), como se muestra en la Figura 3.1. Como puede observarse, la mediana de la distribución para ambas incertidumbres usualmente se supone que es la misma (*EPRI, 1994*).

En general, para un estado de carga definido, una estructura compleja puede fallar debido a diferentes modos de falla, controlados por mecanismos de falla. Comúnmente, para cada mecanismo de falla se definen por separado las curvas de fragilidad y posteriormente se combinan mediante técnicas estadísticas considerando o no independencia (*SPANCOLD, 2012*).

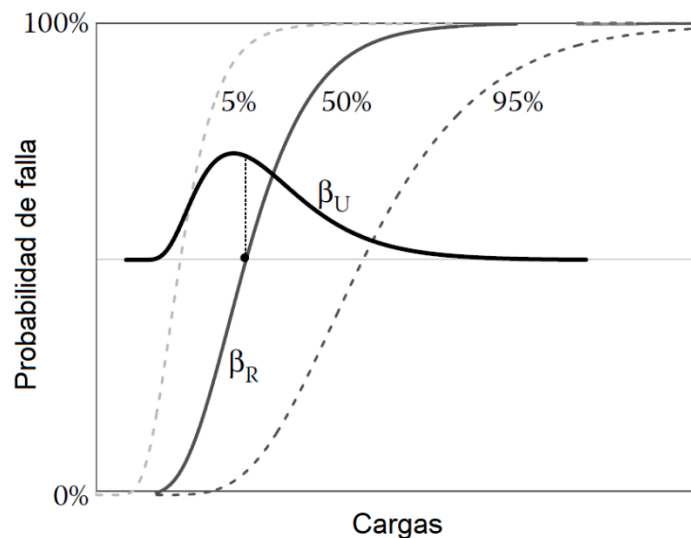


Figura 3.1 Ejemplo de curvas de fragilidad (EPRI, 1994)

En esta investigación se trabaja en la metodología para obtener una curva de fragilidad *media* considerando únicamente la incertidumbre natural o aleatoriedad.

3.3 Utilidad de las curvas de fragilidad en el análisis de riesgos

Los árboles de eventos son una herramienta matemática ampliamente utilizada para calcular el riesgo en la ingeniería de presas. A veces se les conoce como *modelo de riesgo*, ya que en realidad son una estructura lógica y analítica para el cálculo del riesgo. Un árbol de eventos es una representación gráfica de un modelo lógico que incluye todas las cadenas concebibles de eventos resultantes de un evento iniciador que puede producir la falla estructural (SPANCOLD, 2012). Al definir cada una de las probabilidades a lo largo de estas cadenas de eventos, se puede obtener la probabilidad general de falla y el riesgo de la estructura. La Figura 3.2 muestra un ejemplo de un árbol de eventos.

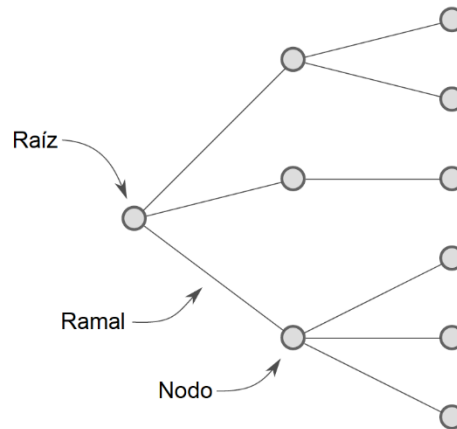


Figura 3.2 Ejemplo de árbol de eventos (SPANCOLD, 2012)

Cada nodo del árbol representa un evento. El nodo raíz se denomina evento iniciador. Los ramales que crecen de un evento representan los posibles resultados de su evento de origen. Los ramales deben representar eventos exhaustivos y mutuamente excluyentes, por lo que un evento siempre se refleja de una sola manera en un solo ramal. Así, si se asigna una probabilidad a cada resultado posible (para cada evento), la suma de todas las probabilidades de los resultados que surgen de cualquier nodo debe ser igual a 1 (uno). Las probabilidades en los árboles de eventos, a excepción del evento iniciador, son siempre condicionales, es decir, para cualquier nodo intermedio se asume que todos los eventos anteriores (nodos principales) ya han sucedido.

Cuando se analiza una falla estructural con un árbol de eventos, el nodo iniciador se usa generalmente para introducir el rango completo de probabilidad de las cargas que pueden producir la falla de la estructura. En los otros nodos, se introducen las probabilidades condicionales de los diferentes mecanismos de falla en los que se descompone el modo de falla. Estas probabilidades condicionales generalmente se introducen usando curvas de fragilidad, como se explicó en la sección anterior. Se

puede obtener un único valor de probabilidad de falla a lo largo de cada ramal del árbol combinando las probabilidades condicionales de todos los mecanismos de falla en el ramal.

En general, cuando la probabilidad de falla se calcula utilizando un árbol de eventos, las probabilidades introducidas en cada nodo (en términos o no de las curvas de fragilidad) capturan la incertidumbre natural existente. Esta incertidumbre incluye la probabilidad de aparición de diferentes estados de carga (en general, se introduce en el primer nodo) y la probabilidad condicional de los diferentes mecanismos de falla para estos estados de carga. En algunos casos, los árboles, las incertidumbres epistémicas y naturales son mixtos (*SPANCOLD, 2012*), por ejemplo, con una mayor variabilidad en las curvas de fragilidad introducidas en el árbol de eventos. En general, es aconsejable analizar de forma independiente las dos fuentes de incertidumbre para permitir una mejor interpretación de los resultados (*Ferson y Ginzburg, 1996*).

Los árboles de eventos pueden usarse para combinar diferentes modos de falla con técnicas como el ajuste de causa común (*SPANCOLD, 2012*), que combina las probabilidades condicionales de diferentes modos de falla producidos por las mismas cargas.

3.4 Estimación numérica de las curvas de fragilidad

Las incertidumbres en los problemas geotécnicos incluyen los parámetros (resistencia, compresibilidad, permeabilidad, etc.), el sistema y las incertidumbres de carga, así como los métodos de cálculo. Como ejemplo, un efecto de carga sujeto a una considerable incertidumbre es la subpresión bajo una presa de concreto, que probablemente es uno de los factores más importantes que influye en la estabilidad ante el deslizamiento (*Ruggeri et al., 2004; Westberg, 2010*).

Para calcular las probabilidades de los resultados de un solo nodo en un árbol de eventos, se necesitan dos elementos:

- Un modelo matemático o numérico que simula el problema físico
- Un método de confiabilidad que se aplica al modelo.

La selección de un modelo numérico matemático depende de la complejidad del problema analizado y de la cantidad y calidad de los datos disponibles. Por ejemplo, un problema de estabilidad de taludes se puede analizar con un modelo de equilibrio de límite, como el método de Taylor, Morgenstern-Price, Janbu, Spencer u otro (*Duncan et al., 2014*). Pero también se puede analizar utilizando un modelo numérico implementado diferencias finitas o un código de elemento finito.

Se pueden usar varios métodos de análisis de confiabilidad. Estas técnicas incluyen el método de primer orden segundos momentos (FOSM), el método de estimaciones puntuales (PEM), el método de segundos momentos avanzado (ASM) Hasofer-Lind y/o el método de simulaciones Montecarlo, entre otros.

Estos métodos, excepto el de Montecarlo, típicamente utilizan aproximaciones lineales de la función de estado límite $g^*(x_1, x_2, \dots, x_n)$. Además, en lugar de considerar la función de densidad de probabilidad completa de las variables aleatorias, solamente consideran el valor esperado y la desviación estándar. El resultado obtenido usando estas técnicas es el índice de confiabilidad β definido como el número de desviaciones estándar σ_{g^*} entre el valor esperado de la función de estado $E[g^*]$ y el valor que representa la falla del sistema $(g^*)_{falla} = g^*(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0$ (Ecuación. (3.1)). Este valor proporciona una medida relativa de la confiabilidad del sistema. Valores más altos de β significarán mayores márgenes de seguridad para la estructura. Por otro lado, el método no proporciona directamente un valor de la probabilidad de falla, pero puede ser estimada mediante el índice de confiabilidad como se explica más adelante.

$$\beta = \frac{E[g^*] - (g^*)_{falla}}{\sigma_{g^*}} = \frac{E[g^*] - 0}{\sigma_{g^*}} = \frac{E[g^*]}{\sigma_{g^*}} \quad (3.1)$$

Como x_1, x_2, \dots, x_n son variables aleatorias, la función $g^*(x_1, x_2, \dots, x_n)$ también es una variable aleatoria, con una cierta distribución de probabilidad, desconocida en la mayoría de los casos. Para derivar un valor de probabilidad de falla de β , es necesario hacer una hipótesis adicional sobre el tipo de distribución de probabilidad de $g^*(x_1, x_2, \dots, x_n)$. Usando una función de distribución de probabilidad que está completamente definida con base en una media y desviación estándar de $g^*(x_1, x_2, \dots, x_n)$, por ejemplo, una función normal o log-normal, se puede derivar la probabilidad de falla.

La selección del método de confiabilidad o combinación de métodos más adecuada para un problema geotécnico depende de factores como la cantidad y calidad de los datos disponibles, las distribuciones de probabilidad de las variables aleatorias y el orden de magnitud de la probabilidad buscada. Para los problemas lineales o cuasi-lineales, con variables aleatorias normales o casi normales, los métodos FOSM, PEM y ASM proporcionan una buena opción para los análisis de ingeniería. En los problemas no lineales con variables aleatorias no Gaussianas y probabilidades de falla bajas, el método de Monte Carlo proporciona resultados más precisos.

El equilibrio entre la precisión y el tiempo y el costo del análisis debe considerarse cuidadosamente. Por ejemplo, el uso de un modelo de elementos finitos con el método Monte Carlo solo se justifica cuando todas las alternativas posibles hayan demostrado ser insuficientes para alcanzar los objetivos del análisis.

Siempre que la probabilidad calculada corresponda a una situación en la que ya hayan ocurrido los resultados de los nodos anteriores, la probabilidad calculada es una probabilidad condicional. Si la probabilidad condicional de falla se calcula al mapear todos los valores de carga factibles, se obtiene una curva de fragilidad.

Es importante tener en cuenta que el enfoque del árbol de eventos permite una gran flexibilidad al considerar los modelos asociados a cada nodo. Dado un problema complejo, el ingeniero puede:

- (a) Descomponer el proceso en un número relativamente alto de nodos, o
- (b) Usar un árbol de eventos con solo unos pocos nodos

En el caso (a), cada nodo representa un proceso más simple, que resulta más sencillo de simular mediante un modelo matemático o numérico. En el caso (b), cada nodo representa un grupo de procesos interdependientes, y la construcción del modelo de simulación asociado requiere un mayor esfuerzo.

El ingeniero debe evaluar el tipo de modelo que mejor se adapte a sus requisitos. Por ejemplo, la elección entre un modelo 2D o 3D. En los problemas geotécnicos que incluyen interfaces, otra decisión es elegir entre modelos continuos con interfaces previamente definidas o recurrir a modelos de falla mecánica. Si hay presencia de agua, se debe evaluar la interconexión con los fenómenos hidromecánicos. El régimen de flujo es otro tema que debe considerarse: ¿se debe considerar el flujo a lo largo de las discontinuidades o en todo el dominio? Si se utilizan modelos numéricos, se debe tomar una decisión sobre cuál es el modelo constitutivo más adecuado con respecto a la naturaleza del problema analizado y los requisitos del estudio: modelo elástico, modelo plástico, modelo elasto-plástico, modelo de falla elástica lineal o modelo de falla no lineal.

Además, el ingeniero debe evaluar qué variables deben considerarse como variables deterministas, sujetas a ninguna o muy baja incertidumbre, y qué variables pueden tener valores que no se conocen con precisión y, por lo tanto, están sujetas a incertidumbre. Una vez que se realiza esta separación entre variables deterministas y aleatorias, las variables aleatorias deben caracterizarse de manera probabilista. Se debe hacer una estimación de los valores esperados y las desviaciones estándar y una hipótesis sobre su distribución de probabilidad en función de los datos disponibles. Las distribuciones de probabilidad típicas son la distribución uniforme, normal, lognormal, triangular y beta. Una decisión importante con respecto a la selección de distribuciones de probabilidad se relaciona con el truncamiento superior e inferior de las distribuciones ilimitadas que teóricamente se extienden en el intervalo $[-\infty, +\infty]$. En particular, la imposición de un límite inferior en las variables de resistencia tiene una fuerte influencia en la probabilidad de falla.

En este contexto, las técnicas de FOSM (Primer orden segundos momentos) son adecuadas en las primeras etapas del análisis para identificar las variables clave, que contribuyen a la varianza de la función de desempeño.

El análisis de Montecarlo es también un método ampliamente utilizado para calcular la probabilidad de falla. Este análisis se realiza generando n simulaciones de valores para las variables aleatorias, de acuerdo con sus distribuciones probabilistas. Entonces, el comportamiento estructural se simula para cada grupo de valores,

obteniendo una serie de eventos donde la estructura falla. La probabilidad de falla se calcula simplemente dividiendo el número de fallas n_f entre el número de simulaciones n . Cuanto mayor sea el número de simulaciones, más precisa es la probabilidad de falla. Para caracterizar correctamente las estructuras con una baja probabilidad de falla, se requiere un gran número de simulaciones.

Los dos tipos principales de incertidumbre ya introducidos en este capítulo pueden abordarse mediante un análisis de Montecarlo de dos ciclos (*Baraldi et al., 2008*). En este trabajo solo se considera el análisis de incertidumbre natural o aleatoriedad.

Las técnicas de Montecarlo requieren una gran cantidad de simulaciones y podría hacer que su aplicación práctica sea inviable, en particular, si se combina con modelos complejos de elementos finitos numéricos. El concepto de superficie de estado límite se puede usar para evitar este problema. El estado límite o la superficie de respuesta, que en el caso general es una hiper-superficie, establece el límite entre los dominios de supervivencia y los dominios de falla. Esta superficie de estado límite se puede aproximar usando un modelo numérico para calcular algunos puntos en él. Posteriormente, es posible realizar un ajuste estadístico para obtener una estimación de la posición y forma de la superficie a partir de los puntos calculados. Una vez que la superficie del estado límite se aproxima, ya no se requiere usar un modelo numérico para calcular la probabilidad de falla, ya que es suficiente para generar muestras de las distribuciones de probabilidad de las variables aleatorias de una forma similar al método de Montecarlo, verificando cuántas de ellas quedan dentro del dominio de falla.

3.5 Probabilidad condicional de falla asociadas al factor de seguridad

Los nodos finales de un árbol de eventos típicamente presentan dos conclusiones posibles: falla y no falla. Cuando el sistema alcanza la condición del nodo final, ya han sucedido todos los resultados previos de todos los nodos a lo largo del ramal analizado. En este punto, es interesante evaluar la probabilidad de falla obtenida contra el factor de seguridad (FS).

En la práctica normal, los factores de seguridad se calculan y se comparan con los valores de referencia para evaluar las condiciones de seguridad de una estructura, por lo que consideran que la estructura es *segura* si el FS calculado es más alto que el valor de referencia o *insegura* en caso contrario. Como se ha señalado en algunas investigaciones (*Hoek, 2007; Smith, 2002*) si las incertidumbres se incorporan en el análisis, el FS considerado como una construcción matemática, se convierte en otra variable aleatoria, por lo que la probabilidad de falla es la probabilidad $P(FS < 1)$. De acuerdo con esta definición, puede esperarse que un mayor FS implique una menor probabilidad de falla, no obstante se ha demostrado (*Silva et al., 2008; Smith, 2002*) que los mayores factores de seguridad no siempre corresponden a menores probabilidades de falla debido a las incertidumbres involucradas en el análisis.

Ching (2009) ha demostrado con su teorema de equivalencia que, en algunas circunstancias, puede existir la equivalencia entre el FS y la probabilidad de falla. El teorema consiste en lo siguiente: si se considera que X es igual a las variables inciertas, θ son las variables de diseño, y D es la región de diseño permitida en el espacio θ , la función de estado límite se denota como $g[X, \theta]$. La función de estado límite nominal $g_n(\theta)$ es una función positiva de θ . Como ejemplo, $g_n(\theta)$ se puede definir como $g[X, \theta]$ con X fijo a ciertos valores nominales elegidos, es decir, sus valores medios. El sistema está en falla cuando $g[X, \theta] < 1$. De acuerdo con esto, el FS se define en la Ecuación 3.2:

$$\frac{g_n(\theta)}{FS} \geq 1 \quad (3.2)$$

La probabilidad de falla se define como:

$$P(g[X, \theta] < 1 | \theta) = \int p(X|\theta) \cdot I(g[X, \theta] < 1) dX \leq P_f^* \quad (3.3)$$

donde P_f^* es la probabilidad deseable de falla y $I(g[X, \theta] < 1)$ es una función igual a 1 cuando $g[X, \theta] < 1$ y 0 en caso contrario. Consideremos que la función de estado límite normalizado se defina como la función de estado límite dividida por una función de estado límite nominal. Si la distribución de probabilidad de la función de estado límite normalizado es invariable en la región de diseño, entonces existen pares de $[FS, P_f^*]$ de manera tal que las Ecuaciones (3.2) y (3.3) son equivalentes. La relación funcional entre el par $[FS, P_f^*]$ tiene la forma expresada en la Ecuación (3.4):

$$P\left(g[X, \theta] - \frac{g_n(\theta)}{FS} < 0\right) = P_f^* \quad (3.4)$$

De acuerdo con su definición, la función de estado límite normalizado, denotada por $G(X, \theta)$, puede expresarse mediante la Ecuación 3.5:

$$G(X, \theta) = \frac{g[X, \theta]}{g_n(\theta)} \quad (3.5)$$

Y la Ecuación 3.4 puede reescribirse como la Ecuación 3.6:

$$P\left(g[X, \theta] - \frac{g_n(\theta)}{FS} < 0\right) = P\left(G[X, \theta] < \frac{1}{FS}\right) = P_f^* \quad (3.6)$$

Lo anterior significa que $1/FS$ es el percentil $(1 - P_f^*)$ de la variable aleatoria G . La relación entre FS y P_f^* puede determinarse utilizando la simulación de Monte Carlo, dibujando N muestras de X y θ , y calculando los N valores para $G^{(i)} = G(X^{(i)}, \theta^{(i)})$.

Para un valor FS elegido, el valor P_f^* correspondiente se puede estimar con la Ecuación 3.7

$$P_f^* \approx \frac{1}{N} \sum I \left(G^{(i)} < \frac{1}{FS} \right) \equiv \widehat{P}_f^* \quad (3.7)$$

Mayores detalles sobre este método pueden consultarse en [Ching \(2009\)](#). La premisa de que la distribución de $G(X, \theta)$ es invariable en toda la región de diseño admisible D solo puede lograrse si se encuentra la función de estado límite nominal correcta $g_n(\theta)$, que suele ser una tarea difícil, aunque encontrar un valor nominal de la función de estado límite para la cual la premisa se mantiene aproximadamente es relativamente simple, ya que $g_n(\theta) = g(E(X), \theta)$ suele ser una opción aceptable.

Es importante tener en cuenta que, para ciertos problemas geotécnicos, el FS se puede definir de diferentes maneras. Por ejemplo, en los problemas de resistencia al esfuerzo cortante (estabilidad de talud, deslizamiento de una presa a lo largo de su contacto de cimentación), el FS puede definirse como la relación entre resistencia y tensión, o resistencia R y carga L . Este es el caso si se utilizan modelos de equilibrio límite (Ecuación (3.8)):

$$FS = \frac{R}{L} \quad (3.8)$$

Por otro lado, es común que, si se usan modelos de elementos finitos, el FS se define como la relación entre el valor de un parámetro de resistencia φ y el valor máximo antes de la falla φ_{falla} (Ecuación (3.9)):

$$FS = \frac{\varphi}{\varphi_{falla}} \quad (3.9)$$

Esta es otra razón por la que a veces se prefiere el enfoque de probabilidad de falla, ya que proporciona una estimación única de la seguridad de la estructura. En ambos casos, debe explicarse cómo se han derivado los valores de R y φ . Es importante especificar si son valores promedios estimados, valores máximos, valores mínimos u otros. El valor numérico del FS cambia drásticamente dependiendo de cómo se elijan los parámetros de resistencia y fuerza. Si se deben calcular las probabilidades de falla, no hay duda de qué valores se usan, ya que el ingeniero de alguna manera está obligado a evaluar toda la función de distribución de probabilidad de las variables si son aleatorias, o a declarar un valor único si la variable se considera determinista, eliminando así posible confusión en el análisis.

En cualquier caso, para un problema específico y para un cierto modo de falla (por ejemplo, estabilidad de talud), es posible derivar una relación entre FS y la probabilidad de falla condicional una vez que se ha obtenido la curva de fragilidad simplemente graficando los factores de seguridad a lo largo del intervalo de carga.

La curva así obtenida, representa la equivalencia entre el FS y la probabilidad de falla para el problema dado.

3.6 Criterio y función condicional de probabilidad de falla en bordos

Para los propósitos de esta tesis, el criterio de falla del sistema se define como la inundación no intencionada del área protegida. Esta falla se debe a dos condiciones 1) el desbordamiento del bordo y 2) la falla del bordo a elevaciones de agua por debajo de la corona. Para un bordo existente sujeto a inundación, la probabilidad de falla P_f se puede expresar como una función de la elevación del agua de inundación y otros factores, incluyendo la resistencia del suelo, la permeabilidad, la geometría del terraplén, la estratigrafía de la cimentación, etc. El análisis de confiabilidad de un bordo inicia con el desarrollo de una función de probabilidad condicional de falla dada la elevación del agua de inundación, la cual se construye usando estimaciones de ingeniería de las funciones de probabilidad o momentos de las otras variables relevantes.

La probabilidad condicional de falla puede escribirse como:

$$P_f = P(\text{Falla}|NA) = f(NA, X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (3.10)$$

En la ecuación anterior, la primera expresión (que denota la probabilidad de falla) se utiliza como versión abreviada del segundo término. El símbolo "|" se lee "dado" y la variable NA es la elevación del agua de inundación. En la segunda expresión, las variables aleatorias X_1 a X_n indican parámetros relevantes como la resistencia del suelo, la conductividad o permeabilidad, el espesor del estrato superior, etc.

Con base en lo anterior, la Ecuación (3.10 se puede reformular como sigue: "La probabilidad de falla, dada la elevación del agua de inundación, es una función de la elevación del agua de inundación y de otras variables aleatorias". Dos valores extremos de la función pueden estimar fácilmente mediante un juicio de ingeniería. Estos son:

- Para un nivel de agua igual a la elevación del nivel el pie del talud aguas abajo (elevación base) del bordo, el bordo no está cargado por lo que $P_f=0$.
- Para un nivel de agua igual o cerca de la corona del bordo (elevación máxima), $P_f \rightarrow 1$.

En principio, el valor de la probabilidad de falla puede ser menor que 1 con el nivel de agua en la elevación de la corona, ya que la protección adicional puede ser proporcionada considerando medidas de emergencia.

El objetivo de interés primordial, sin embargo, es la forma de la función entre estos extremos. La cuantificación de esta forma es el propósito de los procedimientos a seguir.

La probabilidad de sobrevivencia P_s se define como:

$$P_s = 1 - P_f \quad (3.11)$$

Para cualquier nivel de agua, la probabilidad de falla y la confiabilidad deben sumar la unidad.

Para el caso del agua de inundación a un punto de la elevación cualquiera, P_f puede estar muy cerca de cero o muy cerca de la unidad, dependiendo de factores como la geometría del bordo, resistencia del suelo, conductividad hidráulica, estratigrafía de la cimentación, entre otros. La probabilidad de falla puede resultar en escenarios muy diferentes. Cuatro formas teóricas posibles de las funciones P_f y P_s se ilustran en la Figura 3.3

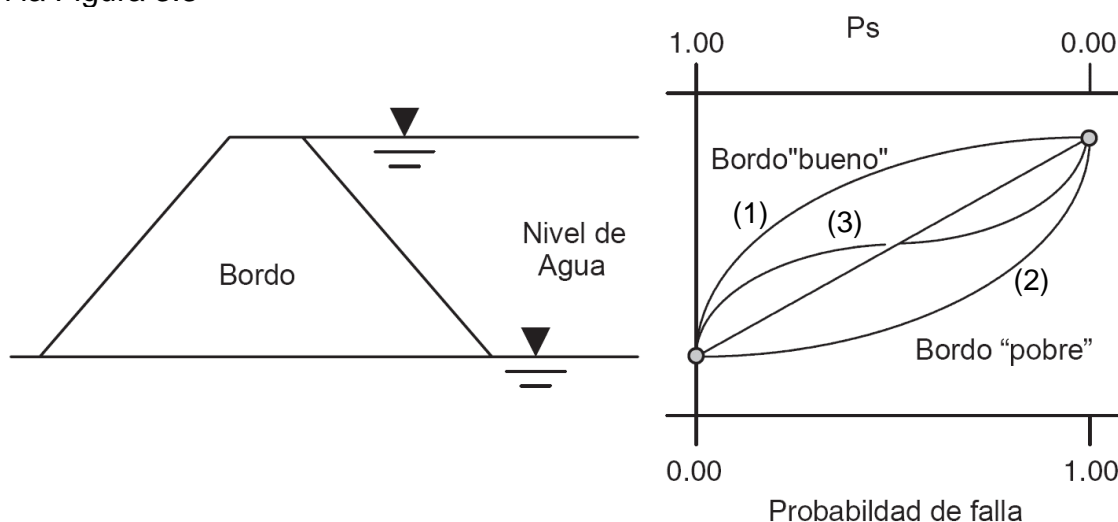


Figura 3.3. Posible probabilidad de falla en función de la elevación del agua de inundación (Wolff, 2008)

Para un bordo *bueno* bien diseñado (1) y construido, la probabilidad de falla puede permanecer baja, y la confiabilidad se mantiene alta hasta que la elevación del agua de inundación es bastante alta.

Por el contrario, un bordo *pobre* (2) puede experimentar una confiabilidad muy baja cuando se somete incluso a una pequeña carga de inundación. Algunos bordos reales pueden seguir la curva intermedia, que es similar en forma al caso *bueno* para niveles de agua inferiores (3), pero se invierte para acercarse al caso *pobre* para niveles de agua de altura significativa.

3.7 Metodología propuesta para la construcción de curvas de fragilidad

Después de haber expuesto todos los problemas sustanciales que conciernen al análisis de la fragilidad en los incisos anteriores, se propone un diagrama de flujo general para construir una curva de fragilidad en el contexto del análisis de riesgos (Figura 3.4).

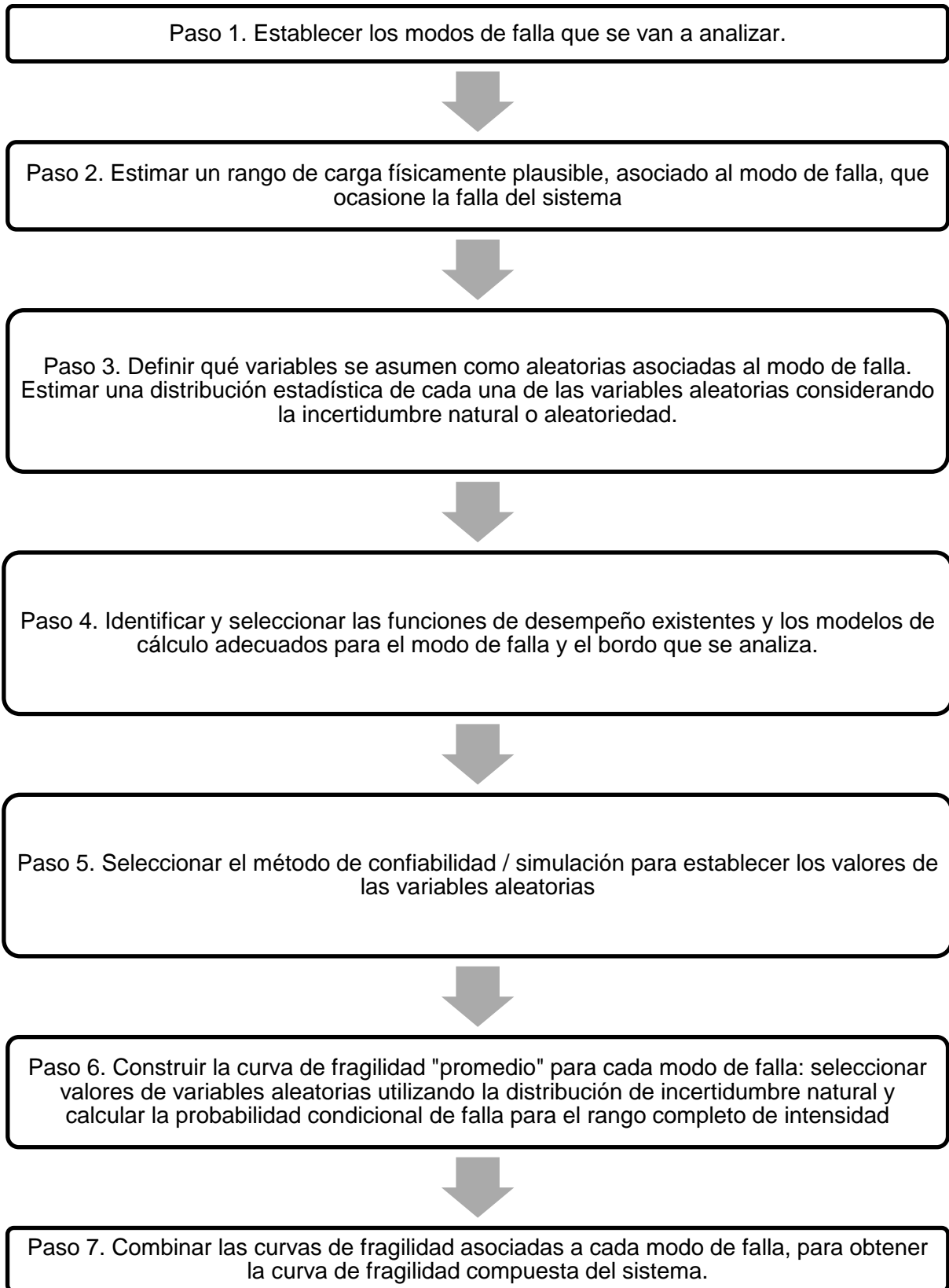


Figura 3.4 Metodología propuesta para construir curvas de fragilidad

Al profundizar en los detalles del diagrama de flujo anterior (Figura 3.4) y la relación con los conceptos previamente expuestos en este capítulo, se debe dedicar una atención especial a los siguientes aspectos:

Paso 1. Seleccionar los modos de falla que se van a analizar: Estabilidad de taludes y 2) erosión interna y/o erosión externa (ver capítulo 2.3)

Paso 2. Establecer el rango de carga apropiado para estimar la curva de fragilidad. Este rango debe delimitar el eje x de la curva de fragilidad. Además, debe pre-establecerse el número de casos de carga analizados en este rango. Cuanto mayor es el número de casos, más precisos son los resultados, sin embargo, se consume mayor tiempo de cálculo.

Paso 3. Como se explica en el Inciso 3.4, se debe definir qué variables se consideran con ninguna incertidumbre o incertidumbre muy baja, y qué variables se asumen necesariamente como aleatorias. Especificar una distribución para cada variable considerando la incertidumbre natural. Los valores medios, las desviaciones estándar y la distribución de probabilidad deben estimarse en función de los datos disponibles. Las distribuciones típicas de probabilidad son la distribución uniforme, normal, log-normal, triangular y beta. Estas distribuciones se utilizan porque se ajustan a los métodos usuales y porque se sabe cómo resolverlas matemáticamente

Paso 4. Definir el modelo matemático o numérico que simula el problema físico, como se explica en el Inciso 3.4. La selección de un modelo matemático o numérico más avanzado depende de la complejidad del problema analizado y de la cantidad y calidad de los datos disponible.

Paso 5. Seleccionar el método de confiabilidad a usar en el modelo para estimar la probabilidad de falla como se explica en la Sección 3.4. Algunos ejemplos de estos métodos son 1) el método FOSM con serie de Taylor, 2) PEM, 3) método ASM Hasofer-Lind y 4) método de Montecarlo. El método de Montecarlo proporciona resultados más precisos, sin embargo, los cálculos requieren mayor tiempo.

Paso 6. Para cada caso de carga, calcular la probabilidad de falla utilizando el método de confiabilidad seleccionado y la distribución de probabilidad definida para la incertidumbre natural. El número de valores de las variables aleatorias utilizadas para calcular la probabilidad de falla depende del método de confiabilidad elegido. Para cada grupo de variables muestreado, se requiere un cálculo completo del modelo numérico. Cuando se representa la probabilidad de falla frente al rango de carga, se obtiene la curva de fragilidad que captura la incertidumbre natural.

Paso 7. Para cada bordo analizado se tienen N números curvas de fragilidad de acuerdo al número de modos fallas seleccionados en el paso 1. Se procede a combinar para obtener una probabilidad condicional total o compuesta de falla para el bordo.

4 APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA PROPUESTA PARA OBTENER LA CURVA DE FRAGILIDAD DE UN BORDO

En este capítulo se expone la aplicación de la metodología propuesta para obtener la curva de fragilidad de un bordo homogéneo, considerando dos modos de falla: (a) estabilidad de talud (falla rotacional), y (b) erosión interna de la cimentación (tubificación).

4.1 Descripción del bordo de estudio

El bordo analizado en este trabajo (Figura 4.1) fue tomado de [Sánchez \(2013\)](#) y consiste en un bordo limo arcilloso de 6 m de altura que se desplanta sobre un estrato de arena limosa de 6 m de espesor dando como resultado una altura de 12 m medidos desde la frontera impermeable. El bordo libre considerado es de 0.5 m dando como resultado un desplazamiento vertical del nivel de agua de 5.5 m.

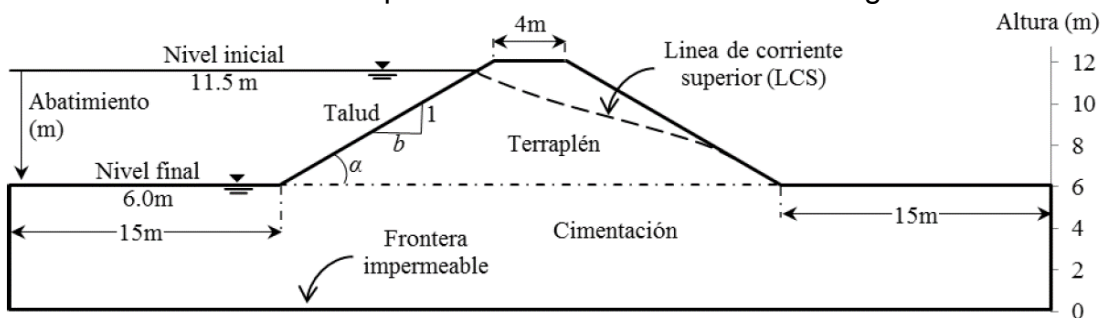


Figura 4.1 Sección transversal talud de estudio (Sánchez, 2013)

La descripción del material del bordo y de la cimentación, así como los contenidos volumétricos de agua saturado y residual asociados a la permeabilidad saturada (k_s) considerada en este análisis se presentan en la Tabla 4.1. Los contenidos de agua saturado y residual se asumieron en función del material asociado tomando en cuenta los valores promedio publicados por la United States Department of Agriculture ([USDA, 2012](#)) para una amplia variedad de suelos. Estos contenidos de agua se utilizaron para definir las funciones hidráulicas correspondientes.

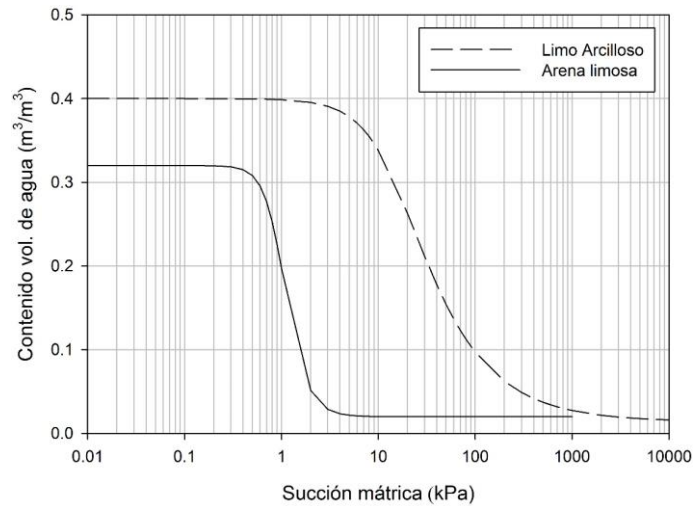
Tabla 4.1 Propiedades hidráulicas de los geomateriales (Sánchez, 2013)

Tipo de Suelo	k_s (cm/s)	θ_s	θ_r	Parámetros de ajuste*		
				α	n	m
Limo arcilloso	1×10^{-6}	0.40	0.014	0.06	1.80	0.44
Arena limosa	1×10^{-4}	0.32	0.020	1.00	4.20	0.76

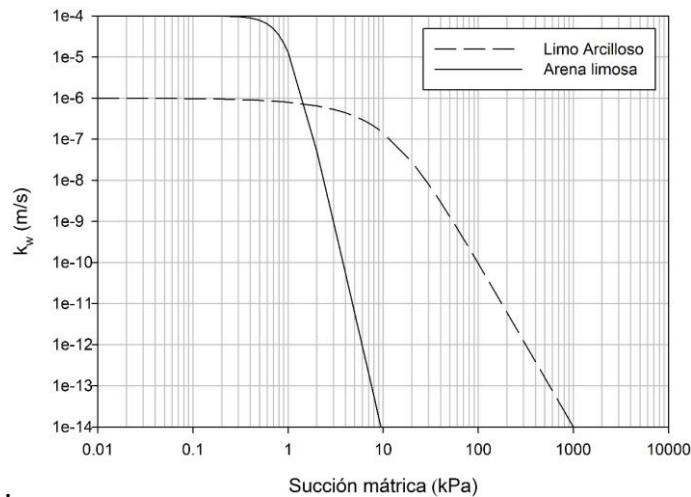
*Modelo de Van Genuchten

Las funciones hidráulicas de cada material (función de almacenamiento y función de conductividad hidráulica) se estimaron con el modelo de Van Genuchten a través del programa de cómputo SVFLUX. La función de almacenamiento expresa el cambio de volumen de agua en el suelo (contenido volumétrico de agua) respecto a la succión mátrica (presión de poros negativa) mientras que la función de conductividad hidráulica expresa el cambio de la conductividad hidráulica del suelo (k_w) en función de la succión mátrica. Para la función de almacenamiento es

necesario especificar el contenido volumétrico de agua saturado (θ_s) y los parámetros de ajuste α , m y n . En cuanto a la función de conductividad hidráulica, es necesario especificar el contenido de agua volumétrico residual (θ_r) y el coeficiente de conductividad hidráulica saturado (k_s). Las funciones hidráulicas estimadas de esta manera se presentan en la Figura 4.2.



(a) Funciones de almacenamiento



(b) Funciones de conductividad hidráulica

Figura 4.2 Funciones hidráulicas de los materiales estimadas con el modelo de Van Genuchten utilizando el código SVFLUX

Las propiedades mecánicas de los geomateriales como su peso volumétrico (γ), ángulo de fricción interna (ϕ) y cohesión (c) se presentan en la Tabla 4.2

Tabla 4.2 Propiedades mecánicas de los geomateriales (Sánchez, 2013)

Tipo de Suelo	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	$\phi(^{\circ})$	$c(\text{kN/m}^2)$
Limo arcilloso	15	10	12
Arena limosa	17	28	4

4.2 Modo de falla: Estabilidad del talud (falla rotacional)

El objetivo principal de este análisis es definir la probabilidad condicional de falla del talud dado el nivel de agua almacenada en el bordo NA . Para ello, los parámetros relevantes se caracterizan como variables aleatorias, se define estado límite que expresa la seguridad del talud en función de esas variables y se selecciona un modelo probabilista para determinar la probabilidad de falla.

4.2.1 Variables aleatorias

El análisis probabilista de la estabilidad de taludes típicamente implica modelar la mayoría o todos los siguientes parámetros como variables aleatorias: 1) peso volumétrico, 2) resistencia drenada de la arena y otros materiales permeables, y 3) resistencia drenada y no drenada de materiales cohesivos tales como arcillas. Además, algunos investigadores han incluido la incertidumbre geométrica de los límites del suelo, y la incertidumbre del modelo numérico. La Tabla 4.3 resume valores de coeficientes de variación típicos de los parámetros antes mencionados.

Tabla 4.3 Valores típicos del coeficiente de variación en el análisis de estabilidad de taludes (Wolff, 2008)

Parámetro	Coficiente de variación (%)	Referencia
Peso volumétrico	3	Hammit (1966), citado por Harr (1987)
	4-8	Asumido por Shannon y Wilson (1994)
Resistencia drenada de la arena, ϕ'	3.7-9.3	Ensayos de corte directo, río Misisipi presa No. 2, Shannon y Wilson (1994)
	12	Schultze (1972), citado por Harr (1987)
Resistencia drenada de la arcilla, ϕ'	7.5-10.1	Ensayos de corte directo en arcilla compactada en la presa Cannon (Wolff, 1985)
Resistencia drenada de la arcilla, S_u	40	Fredlund and Dahlman (1972), citado por Harr (1987)
	30-40	Asumido por Shannon y Wilson (1994)
	11-45	Ensayos UU en arcilla compactada en la presa Cannon (Wolff, 1985)
Relación resistencia-esfuerzo efectivo, S_u/σ'_{vo}	31	Arcilla en el río Misisipi presa No. 2, Shannon y Wilson (1994)

En los análisis de estabilidad de taludes, la incertidumbre en el peso volumétrico generalmente proporciona poca contribución a la incertidumbre general, que está dominada por la resistencia del suelo. Para problemas de estabilidad, por lo general el peso volumétrico se puede considerar como una variable determinista para reducir el número de variables aleatorias y simplificar los cálculos. Es importante mencionar que, para los cálculos aquí efectuados, se ha considerado una correlación negativa (-0.7) entre el ángulo de fricción y la cohesión. Esta correlación indica una relación inversa en el comportamiento de ambos parámetros; es decir, cuando c tiende a crecer ϕ tiende a disminuir y viceversa.

4.2.2 Modelo determinista y función de desempeño

Para la estabilidad de un talud, la elección de un modelo de análisis determinista es simple. Se utiliza un modelo de estabilidad de talud de equilibrio límite convencional que proporciona un factor de seguridad definido en términos de la resistencia al corte del suelo.

Diversos programas bien documentados están disponibles para ejecutar los métodos de análisis de estabilidad de taludes más populares (por ejemplo, el método de Bishop, el método de Spencer y el método de Morgenstern-Price). Para una superficie de falla específica en taludes homogéneos, varios estudios han demostrado que los factores de seguridad resultantes difieren poco para cualquiera de los métodos que satisfacen el equilibrio de momento o el equilibrio total ([Duncan et al., 2014](#)). Sin embargo, encontrar la geometría de la superficie crítica de falla es otro problema. Debido a que los bordos se localizan típicamente sobre suelos aluviales estratificados, el modelo determinista y el programa de cálculo seleccionados deben ser capaces de analizar superficies de falla con bases planas (por ejemplo, superficies de cuña) y otras formas generales, no sólo arcos circulares. En muchos estudios de estabilidad probabilista de taludes se ha encontrado primero la superficie determinista crítica (FS más bajo) y se ha calculado la probabilidad de falla para esa superficie. Sin embargo, se puede argumentar que se debe localizar la superficie con mayor probabilidad de falla, la cual puede ser muy diferente cuando hay suelos con diferentes niveles de incertidumbre. [Hassan y Wolff \(1999\)](#) han investigado este problema y han presentado un método empírico aproximado para localizar la superficie probabilista crítica cuando los programas especializados disponibles pueden buscar sólo la superficie de FS mínimo.

Dependiendo del modelo probabilista que se utilice, puede ser suficiente poder simplemente determinar el factor de seguridad para diversas realizaciones de las variables aleatorias y usarlas para calcular la probabilidad de que el factor de seguridad sea menor que uno. Sin embargo, algunos métodos, como el método avanzado de primer orden segundos momentos (AFOSM), pueden requerir una función de desempeño que asume un valor cero en ese estado límite. Para este último, la función de desempeño para la estabilidad de taludes se puede definir como:

$$FS - 1 = 0 \quad (4.1)$$

ó

$$\ln FS = 0 \quad (4.2)$$

Se prefiere la segunda expresión, ya que funciona de forma consistente con la suposición de que el factor de seguridad está log-normalmente distribuido, lo que resulta más conveniente ya que el *FS* no puede asumir valores negativos.

4.2.3 Modelo probabilista

Después de haber definido un conjunto de variables aleatorias, un modelo determinista y una función de desempeño, se necesita un modelo probabilista para determinar la probabilidad de falla (o probabilidad de que la función de desempeño asuma un valor negativo). Dadas las distribuciones de probabilidad, o al menos los momentos probabilistas de las variables aleatorias, el modelo probabilista permite determinar la distribución o por lo menos los momentos probabilistas del factor de seguridad o función de desempeño. Los detalles se mencionaron en el Capítulo 3, pero los modelos comunes incluyen el método de primer orden (FORM), el método de primer orden segundos momentos avanzado (AFOSM), ambos basados en la expansión en serie de Taylor y los métodos de simulación (o Montecarlo).

En esta tesis se utiliza el método de Montecarlo para estimar el tipo de distribución de probabilidad, valor esperado y la desviación estándar del factor de seguridad, propagando la incertidumbre de las variables aleatorias caracterizada mediante sus funciones de densidad, valores esperados y desviaciones estándar. Este método tiene una ventaja de simplicidad conceptual; sin embargo, requiere de un gran número simulación de valores de la función de interés (realizaciones) para determinar la respuesta estadística con suficiente aproximación para fines prácticos.

4.2.4 Ejemplo de aplicación

La sección transversal del bordo homogéneo a analizar (con $b=2$) se muestra en la Figura 4.1. Se trata de un terraplén limo arenoso cimentado sobre una arena limosa, en el que se definieron cuatro variables aleatorias (ángulo de fricción y cohesión para el terraplén y cimentación respectivamente) y se asumieron sus funciones de distribución de probabilidad y momentos probabilistas como se indica en la Tabla 4.4.

Tabla 4.4 Variables aleatorias asumidas para el análisis de estabilidad de taludes

Parámetro	Valor esperado	Desviación estándar	Coefficiente de variación	Distribución de probabilidad
Φ^* terraplén	10°	1°	10%	Normal
c^* terraplén	12 kPa	4 kPa	33%	Normal
Φ cimentación	28 °	2 °	8 %	Normal
c cimentación	4 kPa	2 kPa	50 %	Normal

El rango seleccionado de la variación del nivel de agua almacenado es de 0.5 a 5.5 m medidos desde el nivel de cimentación. En total, se analizaron 6 niveles de agua (distribuidos por igual cada 1.0 m dentro del rango) esto es 0.5, 1.5, 2.5, 3.5, 4.5 y 5.5 m. El análisis de niveles mayores el bordo tendrá una probabilidad de falla igual a 1 debido a que se superará el nivel de la corona.

Para el análisis del modo de falla de estabilidad de taludes, la superficie del agua del terraplén o línea de corriente superior (LCS), para cada nivel de agua considerado, se obtuvo mediante un análisis de flujo establecido con ayuda del programa SVFLUX (*SoilVision Systems Ltd, 2014*).

Una vez asignado el material, se procede a asignar las condiciones de frontera del problema. Para cada nivel de agua analizado se generaron tres condiciones de frontera: 1) Carga hidráulica aguas arriba H =nivel analizado, 2) Carga hidráulica aguas abajo $H=0$ m, y 3) Cara de potencial de filtración en el talud aguas abajo del terraplén.

Los análisis de estabilidad de taludes se realizaron con el método de equilibrio límite de Bishop mediante el uso del programa SVSLOPE. Con este mismo programa, que tiene incluido en su código el método de simulaciones de Montecarlo, se ejecutaron 2000 realizaciones. La función de densidad probabilidad del FS , resultante de las 2000 realizaciones y los primeros momentos (valor esperado y desviación estándar) para un nivel de agua $H = 5.5$ m en el embalse de aguas arriba del bordo se resumen en la Figura 4.3. Las superficies de falla analizadas se muestran en la Figura 4.4.

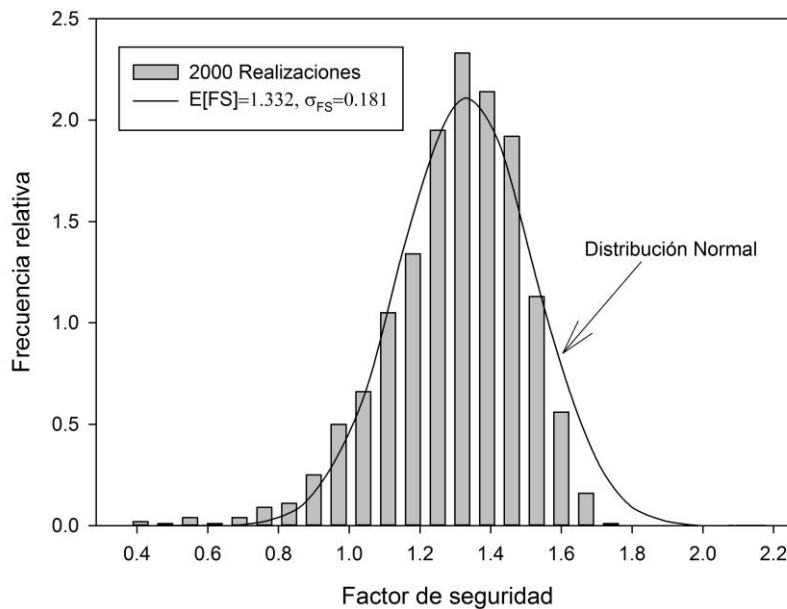


Figura 4.3 Histograma de frecuencias relativas del Factor de seguridad para $H=5.5$ m.

4. Aplicación de metodología propuesta para obtener curvas de fragilidad de un bordo

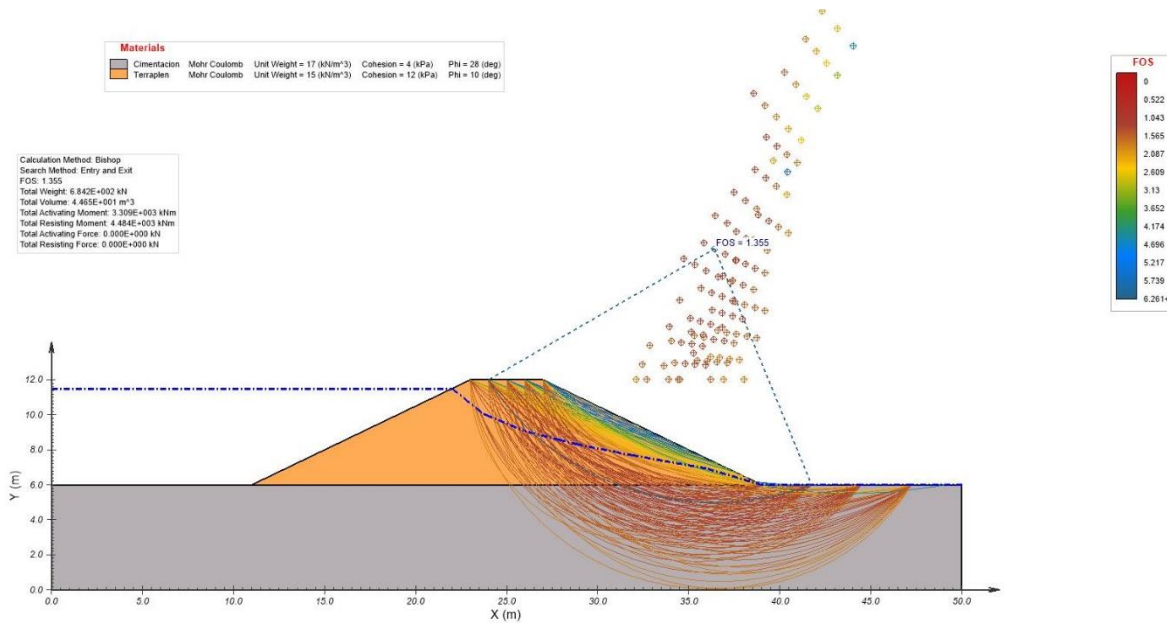


Figura 4.4 Superficies de falla para el ejemplo de estabilidad de taludes (nivel de agua en el embalse H=5.5 m).

La función de densidad de probabilidad del factor de seguridad puede ajustarse a una función de densidad normal con $E[FS]=1.332$ y $\sigma_{FS}=0.1891$ de acuerdo con el criterio de Kolmogrov-Smirnov. Mediante el criterio K-S se determinó el estadístico de prueba $D_n=0.027$ que al ser menor al $D_\alpha=0.036$ se infiere con 99% de confianza que la función de densidad del FS es normal. El índice de confiabilidad se define como:

$$\beta = \frac{(E[FS]-1)}{\sigma_{FS}} = \frac{(1.332-1)}{0.189} = 1.754 \quad (4.3)$$

El índice de confiabilidad describe la estabilidad del talud como el número de desviaciones estándar que separan el valor esperado del factor seguridad de su valor de falla definido de 1. También puede considerarse como una forma de normalizar el factor de seguridad con respecto a su incertidumbre. A partir de la función de distribución acumulativa de la distribución normal estándar evaluada en $-\beta$, la probabilidad de falla p_f para el nivel de agua en la elevación $H = 5.5$ m es:

$$p_f = 0.040 \quad (4.4)$$

La obtención de la probabilidad de falla de la ecuación (4.4) se ilustra en la Figura 4.5. Los resultados para los otros niveles de agua considerados se resumen en la Tabla 4.5.

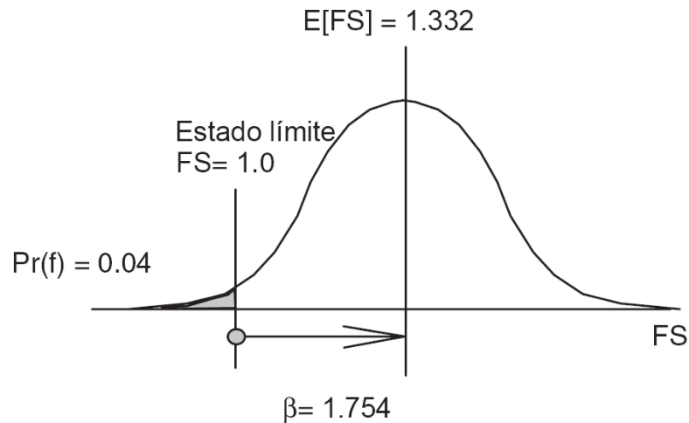


Figura 4.5 Determinación de probabilidad de falla para estabilidad de taludes (H=5.5 m).

Tabla 4.5 Probabilidad condicional de falla para el análisis de estabilidad de taludes

H (m)	$E[FS]$	σ_{FS}	β	p_f
0.5	1.554	0.226	2.320	0.010
1.5	1.522	0.217	2.277	0.011
2.5	1.487	0.209	2.213	0.013
3.5	1.449	0.202	2.108	0.018
4.5	1.406	0.195	1.959	0.025
5.5	1.332	0.189	1.756	0.040

4.2.5 Interpretación

La probabilidad de falla calculada (Ecuación (4.4)) indica que el bordo existente tiene aproximadamente un 4% de probabilidad de falla por inestabilidad del talud (falla rotacional) cuando el nivel de agua retenido es $H = 5.5$ m, aunque de hecho podría mantenerse estable bajo tales condiciones. El concepto de índice de confiabilidad fue desarrollado para el análisis de estructuras aún no construidas. Cuando se aplica a estructuras existentes, proporciona probabilidades de falla mayores que cero. Esto se puede interpretar de la siguiente manera: dado un gran número de secciones de bordo diferentes, cada una con la misma geometría, pero con variabilidad en la resistencia de sus suelos distribuidos con las mismas funciones de densidad, se podría esperar que alrededor de 4 de 100 de esos bordos tuvieran problemas de estabilidad en sus taludes. Lo anterior en un análisis determinista no se podría detectar ya que el factor de seguridad resultante (Valor esperado) es mayor que 1, por lo que teóricamente no existirían problemas de inestabilidad. Es importante mencionar que en este caso únicamente se está analizando una sección o tramo de bordo que se puede modelar como un bordo homogéneo. La longitud de cada tramo dependerá de sus características geométricas, hidráulicas y mecánicas pero el tratamiento para cada sección de bordo es la misma que la presentada en esta tesis. Expresar la confiabilidad de las estructuras existentes de esta manera, proporciona un marco probabilista consistente para su uso en la evaluación económica de las mejoras a esas estructuras.

4.2.6 Curvas de fragilidad por estabilidad de talud

Las probabilidades de falla p_f para todas las elevaciones están resumidas en la Tabla 4.5 y graficadas en la Figura 4.6. Adicionalmente se grafica el ajuste de la curva de fragilidad a una función log normal con sus primeros momentos indicados. Tal como se esperaba, la curva de fragilidad para este modo de falla presenta un comportamiento bueno debido a que la forma de la curva es estrictamente creciente y convexa. Esto se debe a que la superficie de falla se mantiene en el bordo para todas las alturas de agua en el embalse, debido a su constitución homogénea. Esto significa, que la incertidumbre en el factor de seguridad depende principalmente de la incertidumbre en los parámetros de resistencia del material del bordo y no de la cimentación.

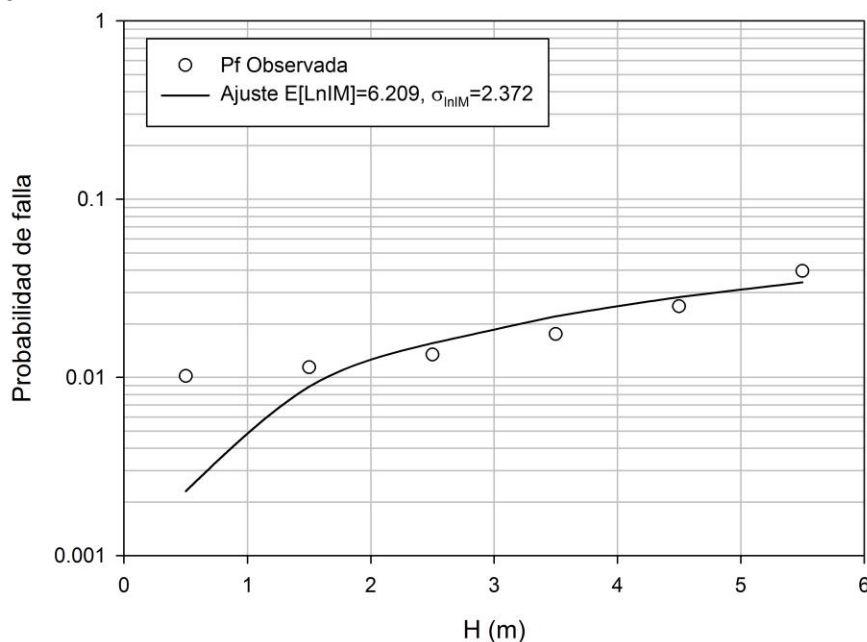


Figura 4.6 Curva de fragilidad para el análisis de estabilidad de taludes

4.3 Modo de falla: Erosión interna de la cimentación

4.3.1 Variables aleatorias

En un análisis de flujo de agua puede haber incertidumbre en las propiedades del suelo como la conductividad hidráulica, la porosidad, los parámetros de ajuste de la curva característica SWCC, etc. Además, las condiciones iniciales o las condiciones de frontera también pueden ser inciertas. Estas incertidumbres se pueden representar mediante variables aleatorias.

En esta tesis, la incertidumbre natural del suelo se asume en la conductividad hidráulica y los parámetros de ajuste de Van Genuchten α y n , modeladas como variables aleatorias que como se explicó anteriormente permiten estimar las funciones de almacenamiento y función de conductividad hidráulica. La Tabla 4.6 resume valores del coeficiente de variación típicos de los parámetros antes mencionados.

Tabla 4.6 Valores típicos del coeficiente de variación de algunos parámetros hidráulicos de distintos suelos, para análisis de flujo de agua

Parámetro	Coefficiente de variación (%)	Referencia
Permeabilidad, k	90	Para suelos saturados, Nielson et al. (1973), citado por Harr (1987)
Permeabilidad en suelo limo arcilloso, k_t	288-453	Carsel and Parrish (1988), citado por Calamak (2014)
Permeabilidad en suelo areno limoso, k_c	208-234	
Parámetro de ajuste en suelo limo arcilloso, α_t	62-113	
Parámetro de ajuste en suelo areno limoso, α_c	61-64	
Parámetro de ajuste en suelo limo arcilloso, n_t	5	
Parámetro de ajuste en suelo areno limoso, n_c	8	

Antes de la generación de las variables aleatorias por el método de Montecarlo, es necesario determinar la correlación que existe entre los parámetros α y n . A partir de un análisis estadístico (Calamak, 2014) considerando la base de datos del software *SoilVision Systems Ltd* (2014), que tiene aproximadamente información detallada de 6000 tipos de suelos, se determinó que el coeficiente de correlación de Pearson (Pearson, 1895) para los materiales arcillosos es de 0.24 y para materiales arenosos es de 0.34. Por lo tanto, las correlaciones débiles entre los parámetros α y n se pueden despreciar y se asumen como variables independientes en esta tesis.

4.3.2 Modelo determinista y función de desempeño

El método de cálculo seleccionado para evaluar la erosión interna es el método de elemento finito, haciendo uso del código SVFLUX. Es un software de diseño asistido por computadora, desarrollado por SoilVision Systems Ltd., para analizar el flujo de aguas subterráneas, filtraciones, problemas de disipación de presión de poro en medios porosos, entre otros (SoilVision Systems Ltd. 2014). El software permite el modelado de flujos saturado y no saturado. Los problemas de flujo establecido, transitorio, confinado y no confinado que tienen condiciones de frontera complejas se pueden analizar con este software.

Así también, SVFLUX puede calcular la conductividad hidráulica, la presión de poro, las magnitudes de la velocidad del flujo y los gradientes en los nodos de los elementos finitos con los que se discretizó el dominio de flujo. Finalmente, las tasas de filtración o gastos en las secciones de interés se pueden obtener también con este software.

Para el modo de falla de erosión interna, la falla se considera cuando el gradiente de salida i_s iguala al gradiente crítico i_c . El gradiente crítico dependiendo del tipo de

suelo se encuentra entre 0.14 a 0.25 (Novak et. al, 2014). De esta manera, la función de desempeño queda definida como:

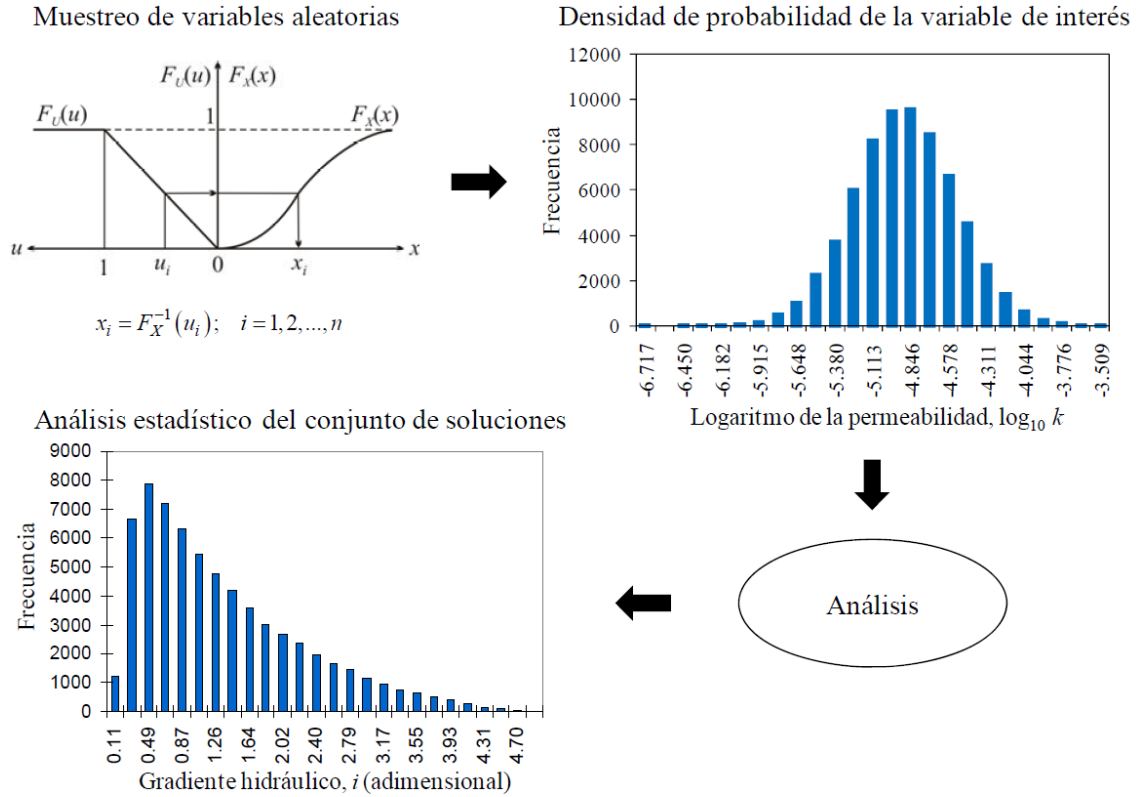
$$\ln i_s = \ln i_c \quad (4.5)$$

4.3.3 Modelo probabilista

El método probabilista utilizado al igual que para el modo de falla de estabilidad de taludes, es el método de simulación de Montecarlo. A diferencia del modo anterior (estabilidad de taludes), dentro de su código el programa SVFLUX no tiene incluido el método de Montecarlo, pero permite realizar varias etapas de análisis en las que se pueden variar los parámetros del suelo para cada una de ellas.

Debido a lo anterior, en los cálculos para la evaluación de la erosión interna se generaron las simulaciones de cada una de las variables aleatorias consideradas en este análisis a partir de sus funciones de distribución de probabilidad y de sus dos primeros momentos estadísticos (valor esperado y desviación estándar). Una vez obtenidas simulaciones de cada una de las variables consideradas como aleatorias, se procedió al análisis de cada una de las etapas. Finalmente, se registró el resultado de la variable de interés de cada una de las etapas para su posterior análisis estadístico.

En la Figura 4.7 se muestra un esquema del Método de Simulación de Montecarlo considerando variables aleatorias. Como se puede observar en la figura el primer paso consiste en realizar las simulaciones de las variables aleatorias, posteriormente evaluar las simulaciones mediante el modelo matemático seleccionado para finalmente obtener la variable aleatoria de salida o conjunto de soluciones para ser procesada estadísticamente.



4.3.4 Ejemplo de aplicación

La sección de bordo analizada en este modo de falla es la misma que se mostró previamente en la Figura 4.1. En la Figura 4.8 se muestra la región de flujo analizada. En este análisis se consideran seis variables aleatorias: la permeabilidad, y parámetros de ajuste para el terraplén y la cimentación respectivamente (k_t , k_c , α_t , α_c , n_t y n_c). Los momentos probabilistas y sus funciones de distribución se indican en la Tabla 4.7.

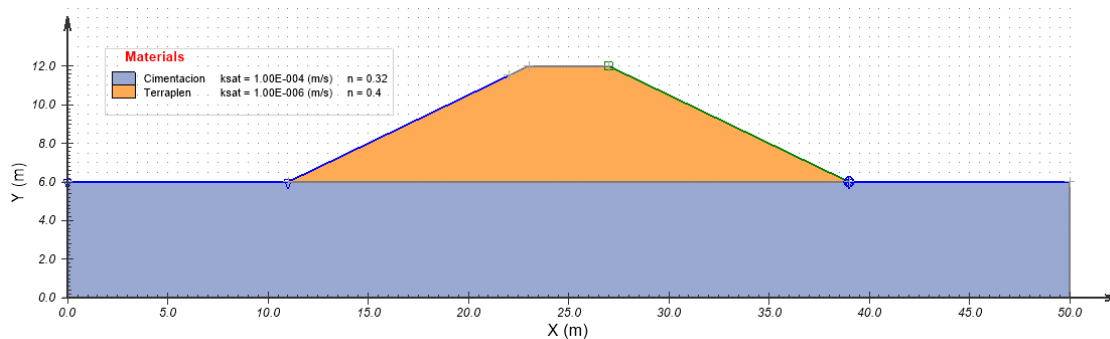


Tabla 4.7 Variables aleatorias para análisis de erosión interna

Parámetro	Valor esperado	Desviación estándar	Coficiente de variación	Densidad de probabilidad
k_t	1×10^{-6} m/s	4×10^{-6} m/s	400%	Log-Normal
k_c	1×10^{-4} m/s	2×10^{-4} m/s	200%	Log-Normal
α_t	0.066	0.060	90%	Log-Normal
α_c	1.00	0.6	60%	Log-Normal
n_t	1.80	0.09	5%	Log-Normal
n_c	4.20	0.33	8%	Log-Normal

Como se mencionó anteriormente el rango seleccionado de la variación del nivel de agua almacenado es de 0.5 a 5.5 m medidos desde el nivel de cimentación. En total, se analizaron 6 niveles de agua (distribuidos por igual cada 1.0 m dentro del rango). El análisis de niveles mayores el bordo tendrá una probabilidad de falla igual a 1 debido a que se superará el nivel de la corona. Para cada nivel de agua analizado se generaron 3 condiciones de frontera: 1) Carga hidráulica aguas arriba H =nivel analizado, 2) Carga hidráulica aguas abajo $H=0$ m y 3) Cara de potencial de filtración en el talud aguas abajo del terraplén.

Mediante el uso del programa SVFLUX, que tiene incluido en su código análisis por etapas, se realizaron 2000 iteraciones o etapas de análisis para cada nivel de agua considerado. En cada etapa de análisis se simularon en hojas de cálculo de EXCEL las realizaciones de las permeabilidades de la cimentación k_c (ver Figura 4.9), y de los parámetros α y n tanto para el terraplén como para la cimentación a partir de su densidad de probabilidad y sus momentos probabilistas.

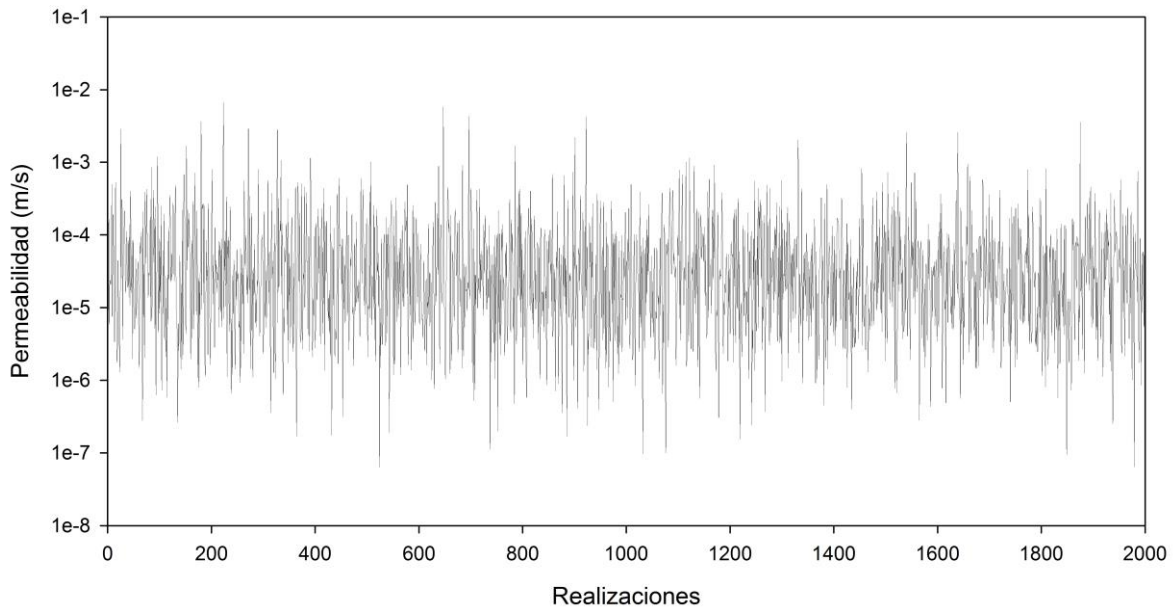


Figura 4.9 Simulaciones de las permeabilidades ($H=5.5$ m)

Para cada una de las 2000 realizaciones el gradiente de salida se obtiene del valor del gradiente en dirección Y en el nodo ubicado al pie del talud con coordenadas (39,6), calculados con el programa SVFLUX, como se ilustra en la Figura 4.10.

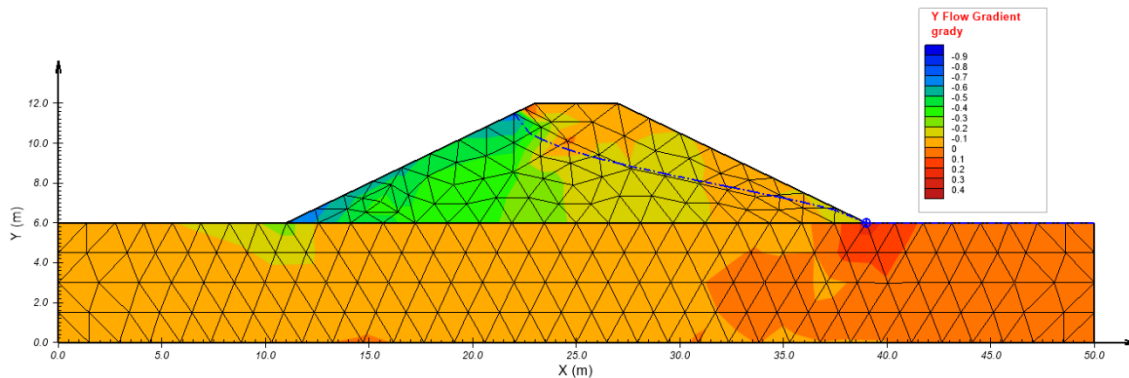


Figura 4.10 Gradiente de salida para una realización (H=5.5 m)

La densidad de probabilidad del gradiente hidráulico puede ajustarse como una distribución log-normal (ver Figura 4.11) con momentos probabilistas $E[i]= 0.3066$ y $\sigma_i=0.0391$ de acuerdo con el criterio de Kolmogrov-Smirnov. Mediante el criterio K-S se determinó el estadístico de prueba $Dn=0.016$ que al ser menor al $D\alpha=0.036$ se infiere con 99% de confianza que la función de densidad del logaritmo natural del gradiente es normal. De las propiedades de la distribución log-normal el coeficiente de variación del gradiente de salida es:

$$CV = \frac{\sigma_i}{E[i]} = \frac{0.0391}{0.3066} = 0.1275 \quad 4.6$$

La desviación estándar del $\ln i$ es:

$$\sigma_{\ln i} = \sqrt{\ln(1 + CV^2)} = \sqrt{\ln(1 + 0.1275^2)} = 0.127 \quad 4.7$$

El valor esperado de $\ln i$ es:

$$E[\ln i] = \ln E[i] - \frac{\sigma_i^2}{2} = \ln 0.3064 - \frac{0.039^2}{2} = 1.190 \quad 4.8$$

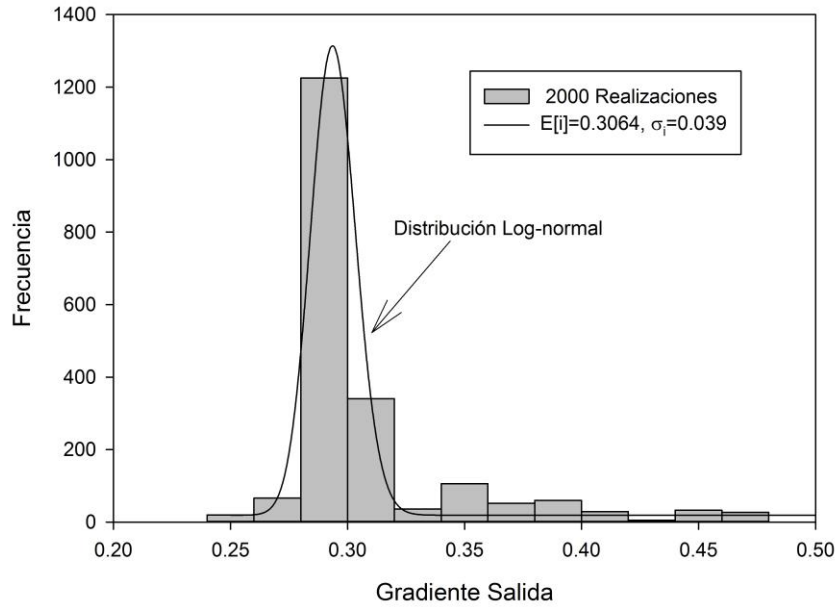


Figura 4.11 Histograma de frecuencias del gradiente de salida para H=5.5 m

El gradiente crítico se asume que es $i_c = 0.25$ (Novak et. al, 2014). La probabilidad de falla es entonces:

$$P_f = P(\ln i > \ln 0.25) \quad 4.9$$

Esta probabilidad puede encontrarse normalizando la variable z:

$$z = \frac{(\ln i_c - E[\ln i])}{\sigma_{\ln i}} = -1.544 \quad 4.10$$

Para este valor, la función de distribución acumulada es $F(z) = 0.06142$, y representa la probabilidad de que el gradiente esté por debajo del valor crítico $i_c = 0.25$. La probabilidad de que el gradiente esté por encima es:

$$p_f = 1 - F(z) = 1 - 0.06142 = 0.9385 \quad 4.11$$

Obsérvese que el valor z es análogo al índice de confiabilidad β , por lo que se puede afirmar que $\beta = -1.544$. El cálculo de la probabilidad se ilustra en la Figura 4.12.

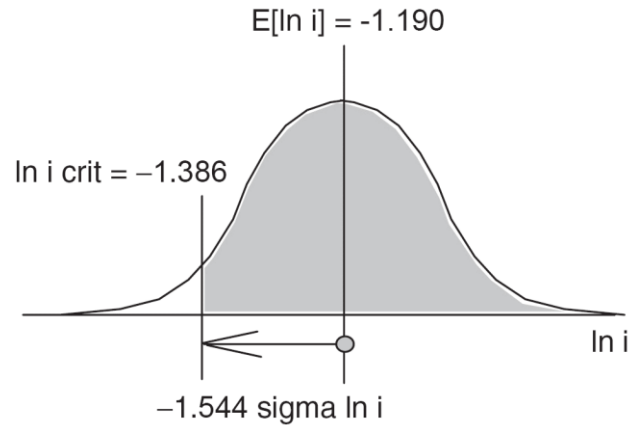


Figura 4.12 Determinación de la probabilidad de falla para erosión interna (H=5.5 m).

4.3.5 Interpretación o evaluación de resultados

La probabilidad de falla calculada en la ecuación 4.11 indica que para ese nivel de agua (H=5.5 m) el bordo existente tiene aproximadamente 93% de probabilidad de falla por erosión interna, aunque de hecho puede mantenerse estable bajo tales condiciones. Es decir que 93 de cada 100 bordos, que posean la misma configuración geométrica y la misma incertidumbre en sus parámetros, presentarían problemas de erosión interna cuando el nivel de agua retenido sea igual o mayor que 5.5 m. Es importante mencionar que en este caso únicamente se está analizando una sección o tramo de bordo que se puede modelar como un bordo homogéneo. La longitud de cada tramo dependerá de sus características geométricas, hidráulicas y mecánicas pero el tratamiento para cada sección de bordo es la misma que la presentada en esta tesis

4.3.6 Curvas de fragilidad por erosión interna

Repitiendo este proceso para todo el rango de variación del nivel de agua asumido en los cálculos, la curva de fragilidad para la erosión interna de la cimentación se muestra en la Figura 4.13. Adicionalmente se grafica el ajuste de la curva de fragilidad a una función log normal con sus primeros momentos indicados. La probabilidad de falla es muy baja hasta que el nivel de agua excede 3.5 m, después de lo cual tiene una forma convexa hasta alcanzar una probabilidad de falla de 93% cuando el nivel de agua está muy cerca de la corona del bordo.

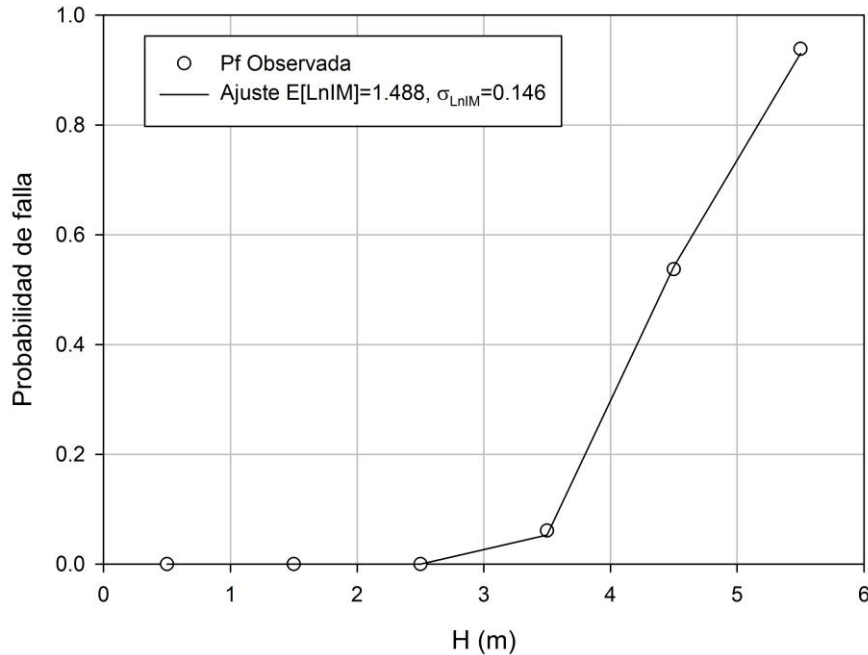


Figura 4.13 Curva de fragilidad para erosión interna

4.4 Combinación de probabilidades de falla para varios modos

Después de haber obtenido una probabilidad condicional en función de cada modo de falla considerado, el siguiente paso es combinarlas para obtener una probabilidad condicional total o compuesta de falla para el bordo, que combine todos los modos de falla evaluados. Como primera aproximación, puede suponerse que los modos de falla son independientes y, por tanto, no correlacionados. Esto no es necesariamente cierto, ya que algunas de las condiciones que aumentan la probabilidad de falla de un modo pueden aumentar la probabilidad de falla de otro. En particular, las presiones crecientes debidas a la erosión interna afectan negativamente la estabilidad del talud. Sin embargo, no hay suficientes investigaciones para cuantificar mejor esta posible correlación entre los modos de falla. Por lo tanto, considerar la independencia simplifica considerablemente los cálculos involucrados y puede ser un modelo tan bueno como se puede esperar en la actualidad (suficientemente aproximado para fines prácticos).

Antes de combinar las probabilidades del modo de falla, se considera la probabilidad de falla debido a otras circunstancias no tratadas explícitamente por los modelos analíticos. Durante una inspección de campo, es posible observar otros elementos y características que pueden comprometer el bordo durante una inundación. Entre los que se incluyen: madrigueras de animales, grietas, raíces y mantenimiento deficiente que pueden impedir la detección de defectos o la ejecución de medidas contra las inundaciones.

Para el ejemplo de aplicación aquí expuesto, se asume la función de la Tabla 4.8. Existen técnicas formalizadas para cuantificar la opinión de expertos, pero que requieren mayor investigación para su aplicación a los bordos.

Tabla 4.8 Probabilidad condicional de la función de falla p_f empírica (Wolff, 2008)

H(m)	p_f
0.5	0.00
1.5	0.01
2.5	0.02
3.5	0.20
4.5	0.40
5.5	0.80

Para N modos de falla independientes, la confiabilidad o probabilidad de ninguna falla que involucre cualquier modo es la probabilidad de que no falle debido al modo 1 y que no falle debido al modo 2, y que no falle debido al modo 3, etc. Como y implica multiplicación, la confiabilidad general en el nivel de agua dado es el producto de los valores de la probabilidad de sobrevivencia para esa elevación de la inundación, o:

$$P_S = \prod_{i=1}^n (1 - P_{fi}) \quad 4.12$$

Donde P_{fi} es la probabilidad de falla del bordo del modo i-ésimo y n son el número de modos de falla considerados. Por lo tanto, la probabilidad de falla para cualquier nivel de agua es:

$$P_f = 1 - \prod_{i=1}^n (1 - P_{fi})$$

$$P_f = 1 - (1 - P_1)(1 - P_2)(1 - P_3) \quad 4.13$$

La ecuación anterior implica que la probabilidad de falla es igual a 1 menos el producto de las probabilidades de sobrevivencia del bordo en todos los modos de falla. En la práctica esto es una estimación conservadora de la probabilidad de falla

La probabilidad de falla condicional total se muestra en la Figura 4.14. Adicionalmente se grafica el ajuste de la curva de fragilidad a una función log normal con sus primeros momentos indicados. Se observa que las probabilidades de falla son generalmente bajas para los niveles de agua menores que la altura media del bordo, posteriormente aumentan bruscamente a medida que los niveles de agua se aproximan a la corona del bordo. Aunque no hay datos suficientes para juzgar si esta forma es una tendencia general para todos los bordos, tiene alguna base en la experiencia y la intuición.

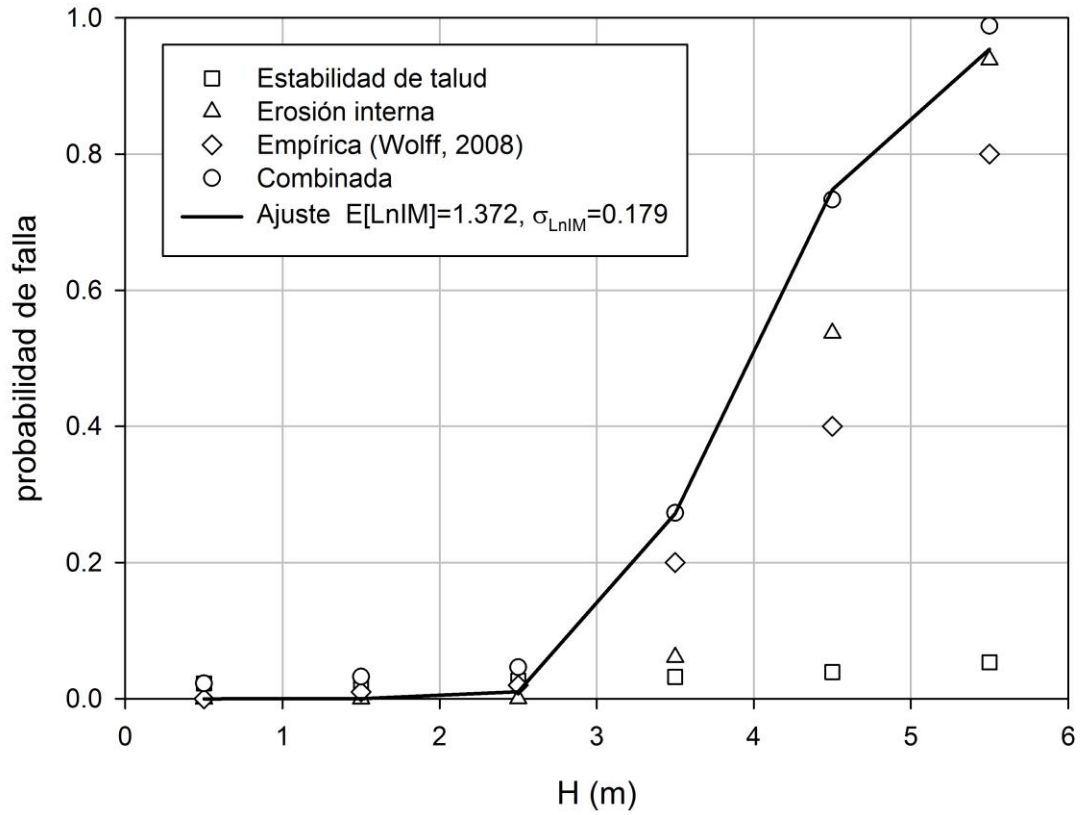


Figura 4.14 Curva de fragilidad combinada del bordo

5 CONCLUSIONES

Los bordos de protección son estructuras térreas empleadas para el control de inundaciones, que debido a su naturaleza de construcción poseen una alta incertidumbre en los parámetros geotécnicos de los materiales que los constituyen. En este tipo de estructuras existe la posibilidad de que experimenten una inundación que exceda la capacidad del bordo, sin importar qué tan bien se hayan construido. Por lo anterior, resulta de gran interés y utilidad estimar las probabilidades de falla del bordo ante la variación del nivel de agua retenido, que en términos probabilistas y en análisis de riesgo, se conoce como *curva de fragilidad del sistema*.

En los análisis de riesgo, la confiabilidad de un sistema se estima generalmente mediante árboles de probabilidad, cuyos valores de probabilidad de falla se asignan con base al juicio de un grupo de expertos sin tener en consideración la incertidumbre inherente en propiedades, dimensiones, parámetros de resistencia y/o cargas del sistema.

Comúnmente, los análisis geotécnicos para este tipo de estructuras se realizan considerando un enfoque determinista, es decir, en general no se toma en cuenta la incertidumbre que existe en los parámetros geotécnicos. La metodología propuesta en esta tesis permite involucrar 1) la incertidumbre geotécnica para la estimación de la probabilidad de falla y 2) la consideración de varios modos de falla.

Los modos de fallas más comunes de un bordo sujetos a inundaciones son: estabilidad de taludes, erosión interna y erosión externa. En este trabajo el énfasis se pone en los dos primeros modos de falla.

Las *curvas de fragilidad* representan la relación entre la probabilidad de falla y la magnitud de las cargas que producen la falla. Las principales complicaciones para la determinación de curvas de fragilidad se deben a que, para un estado de carga definido, una estructura compleja puede fallar debido a diferentes modos de falla, siendo necesario realizar varios análisis para obtener la curva de fragilidad total o compuesta del sistema. Las curvas de fragilidad proporcionan la probabilidad de falla de un sistema considerando su incertidumbre en función de la magnitud de las cargas que producen la falla.

En el caso del bordo analizado en este trabajo, la curva de fragilidad obtenida indica la probabilidad de falla del bordo de protección en relación con el nivel de agua retenida en el bordo. Adicionalmente, la forma de la curva representa el comportamiento del bordo ante el aumento o disminución del nivel de agua. Para un bordo "*bueno*" (es decir, bien diseñado y construido) la probabilidad de falla puede permanecer baja, y la confiabilidad mantenerse alta hasta que la elevación del agua de inundación es bastante alta. Por el contrario, un bordo "*pobre*" puede experimentar una confiabilidad muy baja cuando se somete incluso a una carga de inundación pequeña. Algunos bordos reales pueden seguir la curva intermedia, que es similar en forma al caso "*bueno*" para niveles de agua inferiores, pero se invierte para acercarse al caso "*pobre*" para niveles de agua de altura significativa.

En el caso particular evaluado en esta tesis, el bordo homogéneo de 6 m de altura con una geometría simplificada tiene un comportamiento intermedio, ya que para niveles bajos de agua la probabilidad de falla se mantiene baja hasta que el nivel de agua retenido alcanza 3.5 m, sin embargo, para niveles de agua superiores a 3.5 m la probabilidad de falla aumenta significativamente. Por otro lado, es importante mencionar que la diferencia de las probabilidades de falla entre los dos modos de falla analizados en este trabajo, se debe a que la falla para estabilidad de taludes (falla rotacional) está gobernada por la incertidumbre en el material del terraplén, y el modo de falla de erosión interna de la cimentación (tubificación) está gobernado por la incertidumbre en el material de cimentación.

Así mismo, es importante mencionar que estas probabilidades de falla al estar condicionadas por el nivel de agua retenido, se pueden asociar a la probabilidad anual de excedencia de cada uno de los niveles. Por parte, el caso de aplicación aquí expuesto corresponde únicamente a una sección de bordo, por lo que, para la determinación de la curva total o compuesta del sistema es necesario determinar la curva de fragilidad de cada sección de bordo, para posteriormente combinarla considerando que el sistema falla cuando al menos una sección de bordo falla.

La metodología aquí propuesta permite realizar análisis más realistas ya que al involucrar la incertidumbre en los parámetros geotécnicos de entrada se puede conocer la incertidumbre en el parámetro de salida (factor de seguridad, gradiente de salida, etc.). Las interpretaciones de estos resultados permiten determinar una posible falla del sistema, a diferencia de un análisis determinista en el que el resultado es un único valor del parámetro de salida.

Para una aplicación más eficiente de esta metodología, se recomienda realizar un análisis de sensibilidad previo de los parámetros geotécnicos de entrada en los que se tenga incertidumbre. Una vez realizado, se podrán seleccionar para los cálculos los parámetros que tengan una mayor influencia en el modo de falla analizado para de esta manera disminuir los tiempos de cálculo.

Para investigaciones futuras se sugiere explorar el empleo de otros métodos de análisis probabilistas como el método de estimaciones puntuales, el método de primer orden-segundos momentos, etc. Adicionalmente, evaluar la conveniencia del empleo de funciones no gaussianas para representar la función de densidad de probabilidad de los parámetros de entrada. Finalmente, también sería de interés analizar el efecto de la incertidumbre en otros parámetros de entrada, como la geometría del bordo, altura del bordo, pendiente del talud, espesor de la cimentación, entre otros.

REFERENCIAS

- Altarejos-García, L., Escuder-Bueno, I., Serrano-Lombillo, A., & de Membrillera-Ortuño, M. G. (2012). Methodology for estimating the probability of failure by sliding in concrete gravity dams in the context of risk analysis. *Structural safety*, 36, 1-13.
- Altarejos-García, L., Silva-Tulla, F., Escuder-Bueno, I., & Morales-Torres, A. (2014). Practical risk assessment for embankments, dams, and slopes. *Risk and Reliability in Geotechnical Engineering*, 437.
- Baraldi, P., & Zio, E. (2008). A combined Monte Carlo and possibilistic approach to uncertainty propagation in event tree analysis. *Risk Analysis*, 28(5), 1309-1326.
- Bonelli, S., Courivaud, J-R., Duchene, L., Fry, J-J. & Royet, P. (2012) "Internal erosion on dams and dikes: lessons from experience and modelling". In: Proc 27th ICOLD Congress, Kyoto, June 2012. ICOLD (2012). *Internal erosion of existing dams, levees, and dikes, and their foundations – international glossary, CIGBICOLD Bulletin, vol 1, pp 366–388.*
- Calamak, M. E. L. İ. H. (2014). *Uncertainty based analysis of seepage through earth-fill dams* (Doctoral dissertation, Ph. D. thesis, Dept. of Civil Engineering, Middle East Technical Univ., Ankara, Turkey).
- Carsel, R. F., and Parrish, R. S. (1988). "Developing joint probability distributions of soil water retention characteristics." *Water Resources Research*, 24(5), 755–769.
- Castañon (2016). Análisis sísmico de lumbreras embebidas en suelo blando. *Tesis de Maestría, UNAM.*
- Ching, J. (2009). Equivalence between reliability and factor of safety. *Probabilistic engineering mechanics*, 24(2), 159-171.
- Duncan, J. M., & Houston, W. N. (1983). Estimating failure probabilities for California levees. *Journal of Geotechnical Engineering*, 109(2), 260-268.
- Duncan, J. M., Wright, S. G., & Brandon, T. L. (2014). *Soil strength and slope stability*. John Wiley & Sons.
- EPRI. (1994). Methodology for Developing Seismic Fragilities. *Electric Power Research Institute, California.*
- FEMA (2004) Federal guidelines for dam safety, glossary of terms, Interagency Committee on Dam Safety, *US Department of Homeland Security, Washington DC, USA*
- Ferson, S., & Ginzburg, L. R. (1996). Different methods are needed to propagate ignorance and variability. *Reliability Engineering & System Safety*, 54(2-3), 133-144.
- Hartford, D. N., & Baecher, G. B. (2004). *Risk and uncertainty in dam safety*. Thomas Telford.

- Harr, M. E. (1987). *Reliability Based Design in Civil Engineering*. McGraw-Hill, New York.
- Hassan, A. M., & Wolff, T. F. (1999). Search algorithm for minimum reliability index of earth slopes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(4), 301-308.
- Hoek, E. (2007). *Practical rock engineering*.
- Hoffman, F. O., & Hammonds, J. S. (1994). Propagation of uncertainty in risk assessments: the need to distinguish between uncertainty due to lack of knowledge and uncertainty due to variability. *Risk analysis*, 14(5), 707-712.
- López-Acosta, N. P. (2010). *Incertidumbre en el análisis de flujo de agua en suelos. Doctoral dissertation, tesis (doctorado en ingeniería), México, DF, Programa de maestría y doctorado en ingeniería, UNAM.*
- National Research Council. (2000). Risk analysis and uncertainty in flood damage reduction studies. *National Academies Press*.
- Novak, P., Moffat, A. I. B., Nalluri, C., & Narayanan, R. (2014). *Hydraulic structures*. CRC Press.
- Peter, P. (1982). Canal and river levees. *Developments of civil engineering*. Vol. 29.
- Pearson, K. (1895). "Note on Regression and Inheritance in the Case of Two Parents." *Proceedings of the Royal Society of London*, 58 (347-352), 240–242.
- Ruggeri, G., Pellegrini, R., Rubin de Celix, M., Berntsen, M., Royet, P., Bettzieche, V., & Zenz, A. (2004). Sliding stability of existing gravity dams—Final report. *ICOLD European Club, Paris*.
- Sánchez, 2013. Comportamiento Hidrogeomecánico de bordos bajo condiciones de flujo transitorio, *Tesis de Maestría, UNAM*
- Shannon and Wilson, Inc. and Wolff, T. F. (1994). Probability models for geotechnical aspects of navigation structures. *Report to the St. Louis District, U.S. Army Corps of Engineers*.
- Sharp, M., Wallis, M., Deniaud, F., Hersch-Burdick, R., Tourment, R., Matheu, E., & Smith, P. (2013). *The international levee handbook*. CIRIA, London.
- Shinozuka, M., Feng, M. Q., Lee, J., & Naganuma, T. (2000). Statistical analysis of fragility curves. *Journal of engineering mechanics*, 126(12), 1224-1231.
- Silva, F., Lambe, T. W., & Marr, W. A. (2008). Probability and risk of slope failure. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134(12), 1691-1699.
- Smith, M. (2002). Influence of uncertainty in the stability analysis of a dam foundation. In *Dam Maintenance and Rehabilitation: Proceedings of the International Congress on Conservation and Rehabilitation of Dams, Madrid, 11-13 November 2002* (p. 151). CRC Press.

-
- SoilVision Systems Ltd (2014). A Knowledge-Based Database System For Saturated/Unsaturated Soil Properties. *Theory Manual*. (Ed. M. Fredlund). Saskatoon, Saskatchewan, Canada: SoilVision Systems Ltd.
- SPANCOLD. (2012). Risk analysis applied to management of dam safety. *Technical Guide 8 (Vol. 1)*, Spanish National Committee on Large Dams.
- USACE (U.S. Army Corps of Engineers) (1991). Policy Guidance Letter No. 26, Benefit Determination Involving Existing Levees. *Department of the Army, Office of the Chief of Engineers, Washington, D.C.*
- USDA, N. (201). National engineering handbook. *Part, 650*, 85-88.
- Vázquez-Guillén F., Auvinet G. & López-Acosta N. P. (2018). "Fragilidad de bordos perimetrales ante la falla por erosión debida al desbordamiento." *Tecnología y Ciencias del Agua*. ISSN: 0187-8336. Noviembre-Diciembre 2018, IX(6).
- Vrouwenvelder, A. C. W. M. (1987). Probabilistic Design of Flood Defenses. Report No. B-87-404. *IBBC-TNO (Institute for Building Materials and Structures of the Netherlands Organization for Applied Scientific Research), the Netherlands*.
- Westberg, M. (2010). Reliability-based assessment of concrete dam stability. Licenciante thesis. *Division of Structural Engineering, Lund Institute of Technology, Lund University. Report TVBK-1033*
- Wolff, T. F. (1985). Analysis and design of embankment dam slopes: a probabilistic approach. *PhD thesis, Purdue University, Lafayette, IN*.
- Wolff, T. F. (1994). Evaluating the reliability of existing levees. *Technical report. US Army Engineer Waterways Experiment Station, Geotechnical Laboratory, Vicksburg, MS*.
- Wolff, D. (2008). Reliability of levee systems. *Reliability-based design in geotechnical engineering. Taylor & Francis Group, New York*, 448-496.

ANEXO A: RESULTADOS ESTABILIDAD DE TALUDES

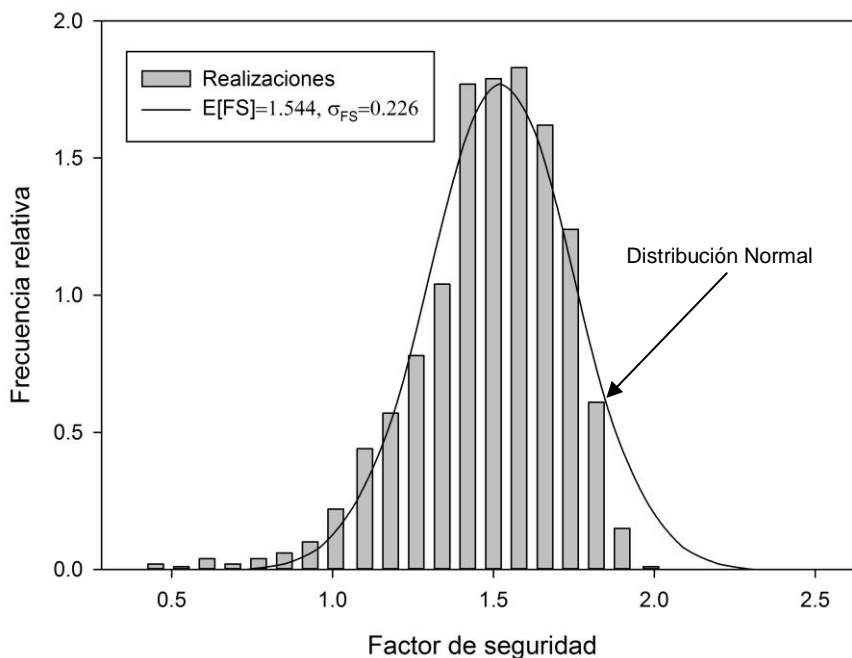


Figura A.1 Histograma de frecuencias relativas del Factor de seguridad para H=0.5 m

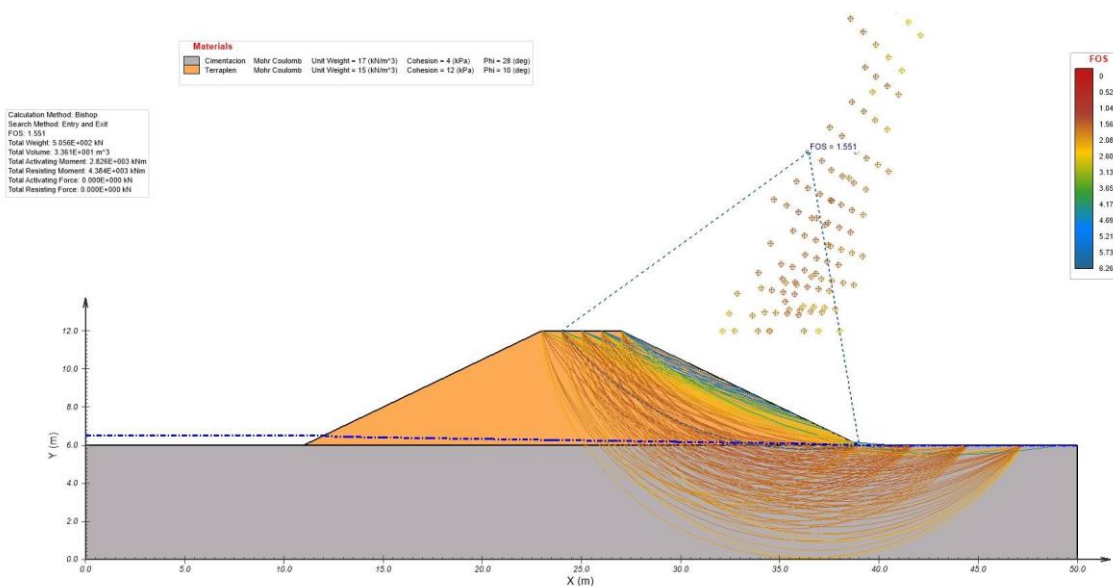


Figura A.2 Superficies de falla para el ejemplo de estabilidad de taludes (nivel de agua en el embalse H=0.5 m).

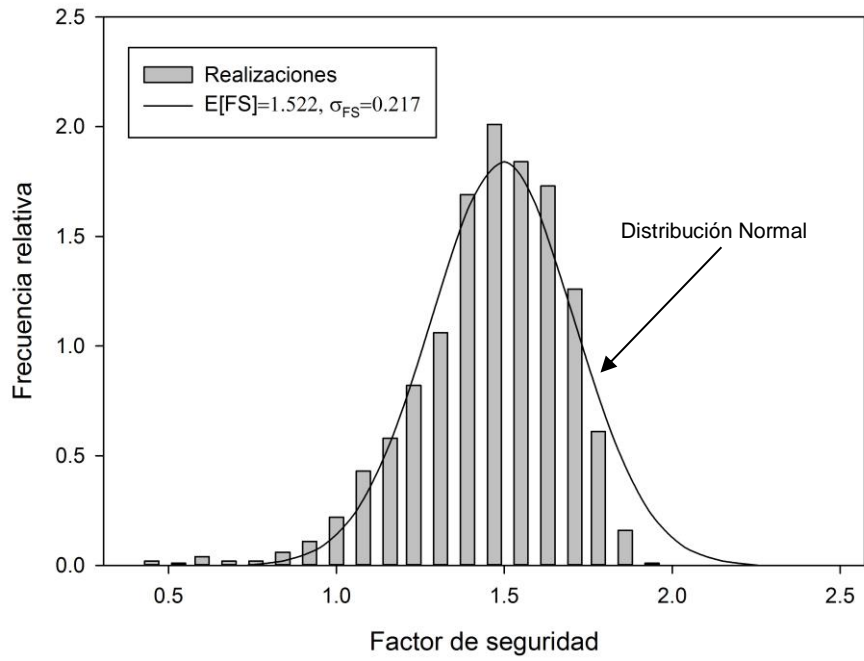


Figura A.3 Histograma de frecuencias relativas del Factor de seguridad para H=1.5 m

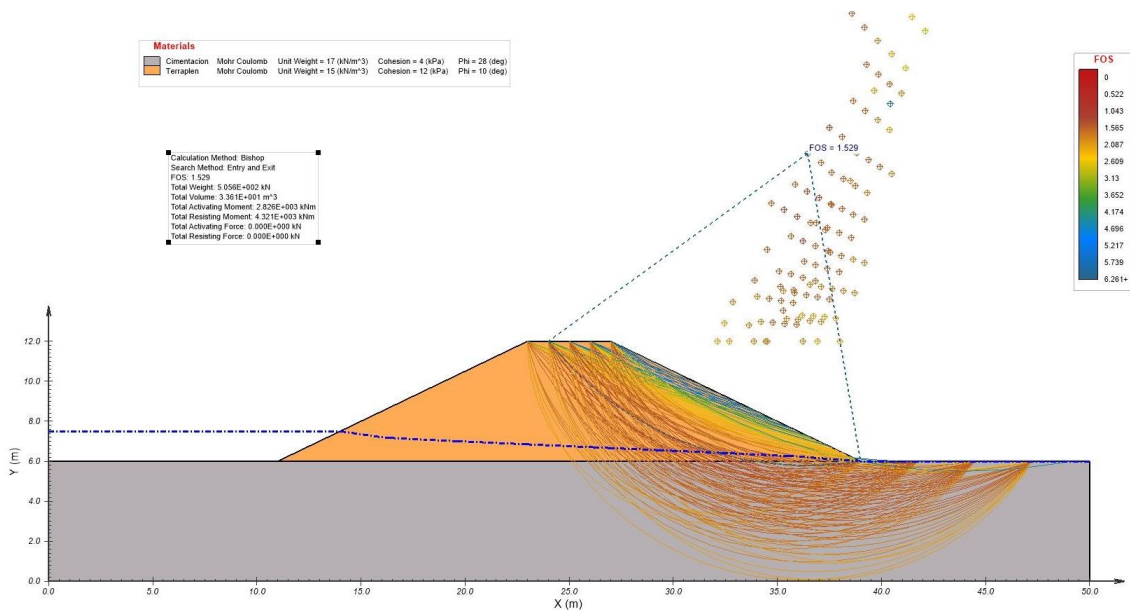


Figura A.4 Superficies de falla para el ejemplo de estabilidad de taludes (nivel de agua en el embalse H=1.5 m).

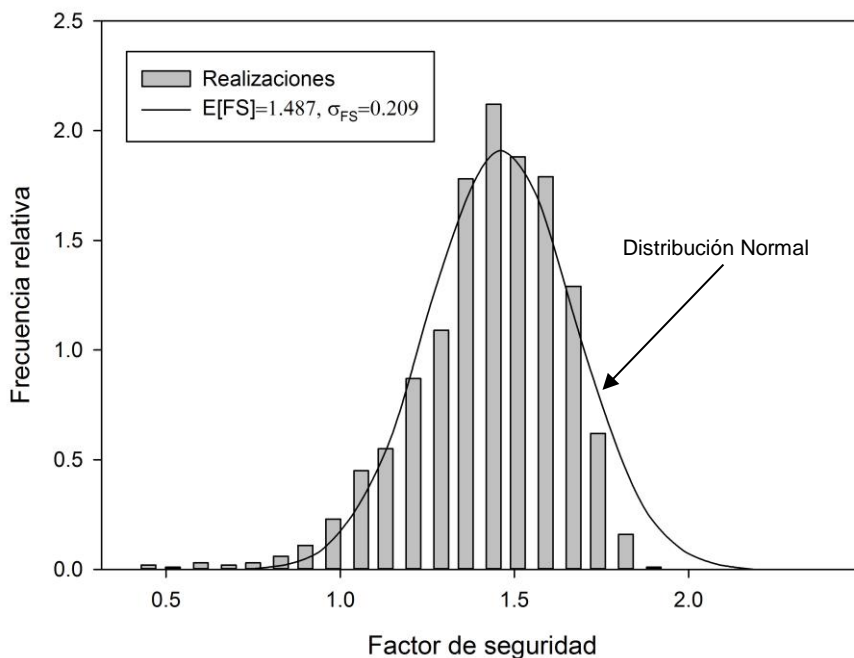


Figura A.5 Histograma de frecuencias relativas del Factor de seguridad para H=2.5 m

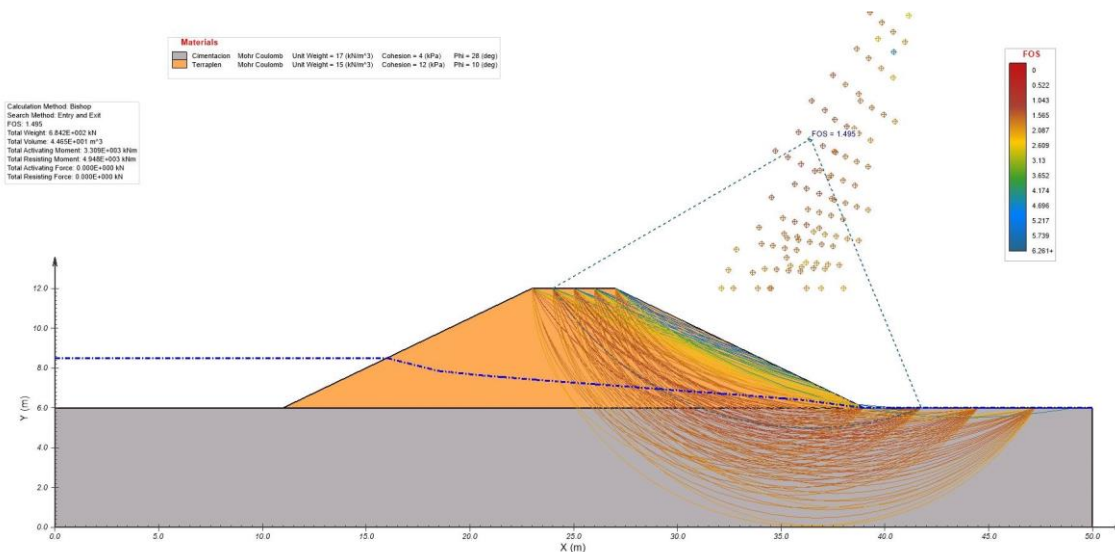


Figura A.6 Superficies de falla para el ejemplo de estabilidad de taludes (nivel de agua en el embalse H=2.5 m).

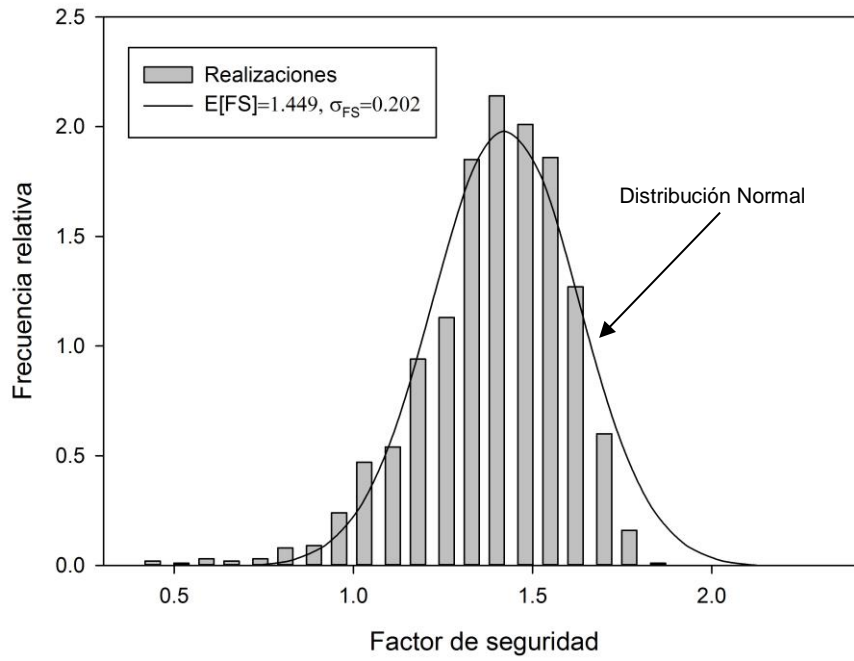


Figura A.7 Histograma de frecuencias relativas del Factor de seguridad para H=3.5 m

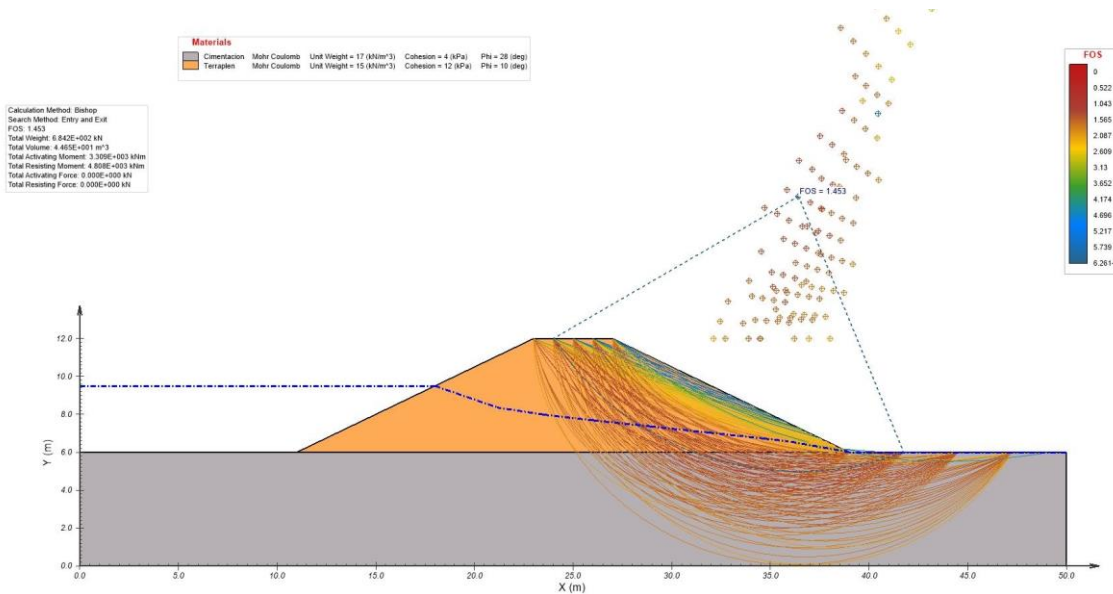


Figura A.8 Superficies de falla para el ejemplo de estabilidad de taludes (nivel de agua en el embalse H=3.5 m).

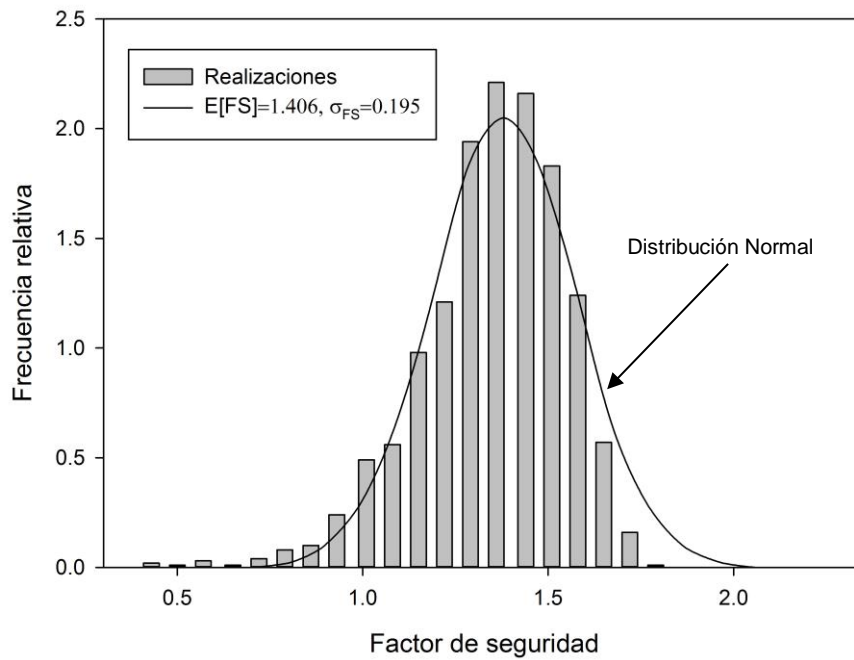


Figura A.9 Histograma de frecuencias relativas del Factor de seguridad para H=4.5 m

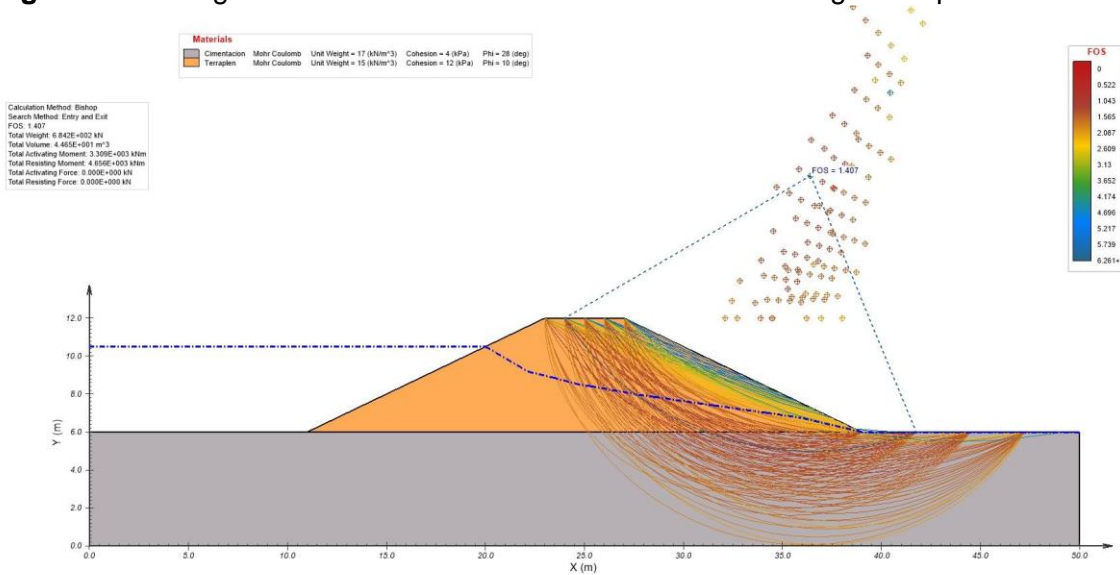


Figura A.10 Superficies de falla para el ejemplo de estabilidad de taludes (nivel de agua en el embalse H=4.5 m).

ANEXO B: RESULTADOS EROSION INTERNA

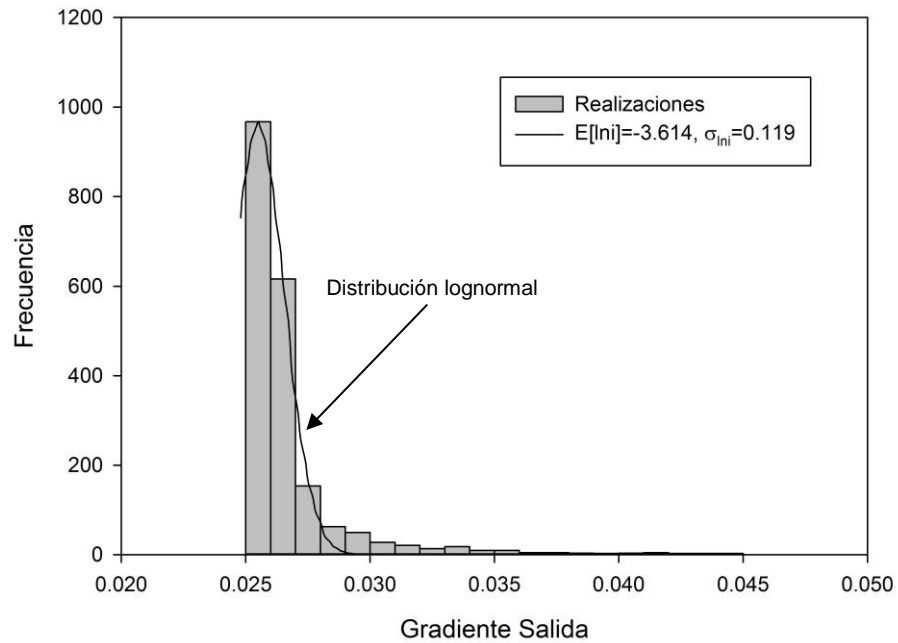


Figura B.1 Histograma de frecuencias del gradiente de salida para H=0.5 m

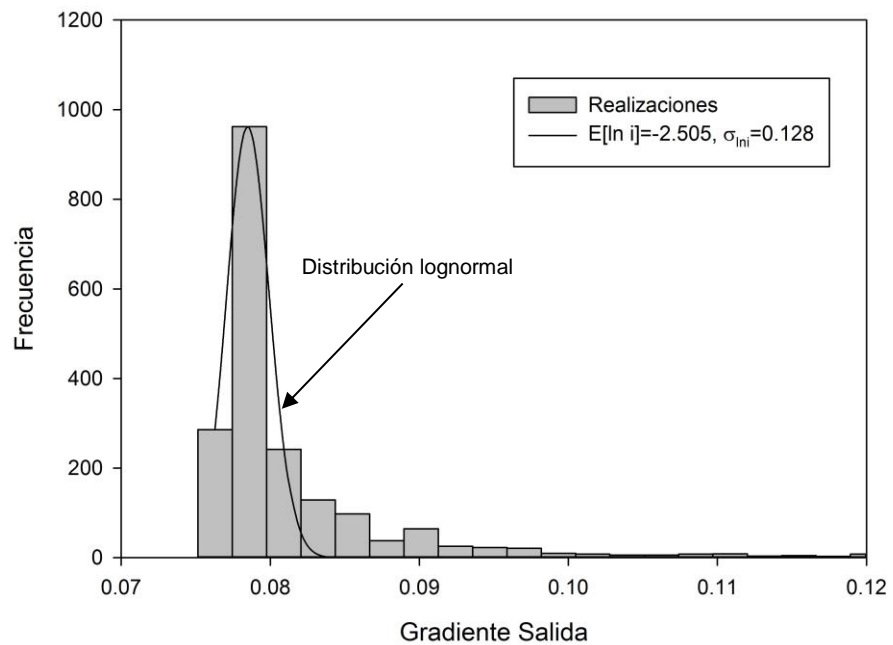


Figura B.2 Histograma de frecuencias del gradiente de salida para H=1.5 m

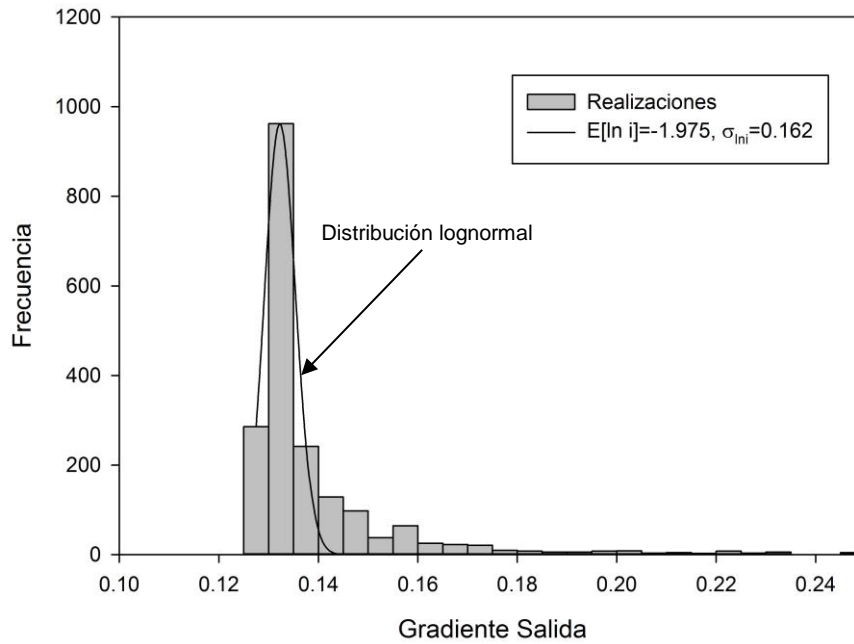


Figura B.3 Histograma de frecuencias del gradiente de salida para $H=2.5$ m

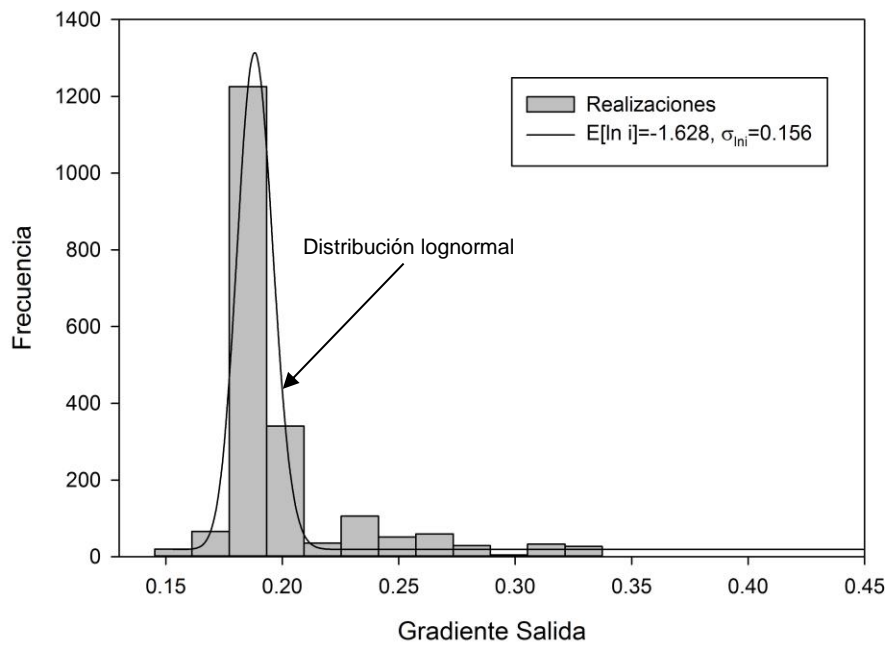


Figura B.4 Histograma de frecuencias del gradiente de salida para $H=3.5$ m

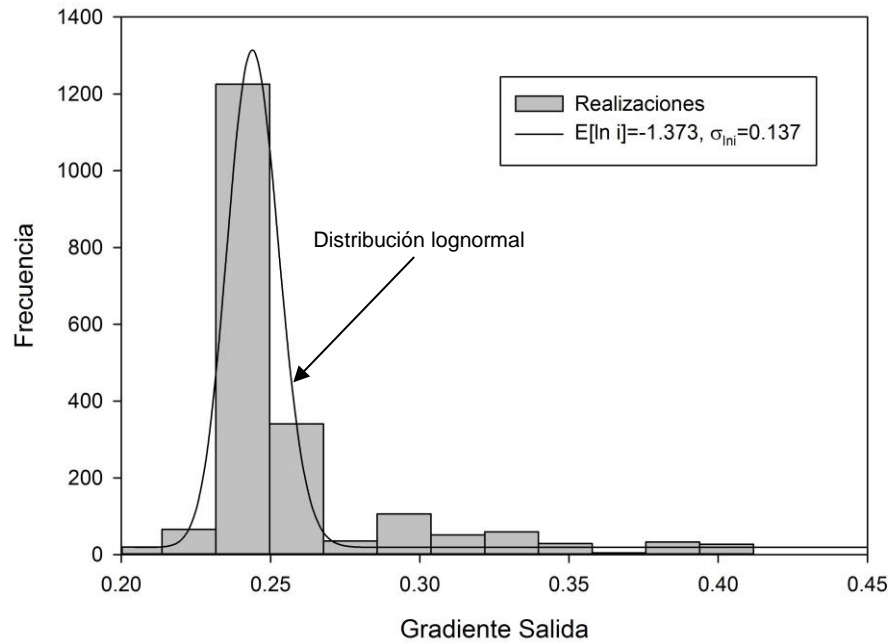


Figura B.5 Histograma de frecuencias del gradiente de salida para H=4.5 m